



CITTA' DI LUCCA

Le ali alle tue idee



UNIONE EUROPEA
FONDO EUROPEO
DI SVILUPPO REGIONALE



REPUBBLICA ITALIANA

INTERVENTO DI RESTAURO DELL' EX CONVENTO DI SAN DOMENICO -
EX MANIFATTURA TABACCHI
Centro per attività di contrasto al disagio

PROGETTO STRUTTURALE
PROGETTO ESECUTIVO

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

UNIECO SOC. COOP.
via Meuccio Ruini, 10 - 42124 - Reggio Emilia (RE) (Mandataria)

IMPRESA COSTRUZIONI EDILI E STRADALI DR. ING. MICHELE BIANCHI & C. srl
via D. Chelini, 39 - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

R.A.M.A. srl
vl. Castracani, 600 - 55100 - Lucca (Mandante)

MARTINELLI IMPIANTI
via del Poggetto 439/h S. Anna - 55100 - Lucca (LU) (Mandante)

Ing. BRUNO PERSICHETTI
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 1121 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

PROGETTO

COORDINAMENTO GENERALE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

ARCHITETTONICO
Pietro Carlo Pellegrini Architetto, via di Vicopelago, 3129 - Pozzuolo - 55100 Lucca (LU)

STRUTTURALE, IMPIANTI MECCANICI, ELETTRICI, PREVENZIONE INCENDI
e COORDINAMENTO SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE
A.I.C.E. Consulting S.r.l. con sede in via G. Boccaccio, 20 - 56010 - Ghezzano (PI)

CONSULENTE PROGETTO RESTAURO
Eugenio Vassallo Architetto, via Sandro Gallo, 54 - 30126 - Venezia Lido (VE)

CONSULENTE PROGETTO STRUTTURALE
Massimo Dringoli Ingegnere, Lungarno Simonelli, 10 - 56126 - Pisa (PI)

CONSULENTE PROGETTO ARCHITETTONICO
Alessandro Franco Architetto, RCF & P., c.so F.lli Cervi, 51 - 47838 - Riccione (RN)

Comune di Lucca
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Mauro Di Bugno

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELL'EDIFICIO
ESISTENTE

edificio

CD

elaborato

ST.REL.01

FILE :

1010-PE-ST-RVS-RelVuln-Contr_al_dis.docx

DATA : Settembre 2013

REV : 0



COMPETITIVITÀ
DINAMISMO
INNOVAZIONE

www.regione.toscana.it/creo

QUALITÀ

0	Settembre 2013	Prima emissione	MDC	FR	BP
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Validato

INDICE

1	SOMMARIO	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DEL MANUFATTO	7
3.1	Morfologia.....	7
3.2	Organismo strutturale	7
3.2.1	<i>Edificio in aggregato</i>	10
3.3	Stato di conservazione e degrado	10
3.4	Storia tecnico-amministrativa.....	10
3.5	Norme impiegate per la redazione del progetto originario	10
3.6	Classificazione sismica.....	10
3.7	Documentazione di progetto.....	10
4	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	11
4.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC).....	11
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA	14
5.1	Risultati della campagna di indagini.....	14
5.2	Muratura	14
5.2.1	<i>Muratura in mattoni pieni (pareti esterne)</i>	14
5.2.2	<i>Muratura in pietrame con mattoni pieni in corrispondenza degli angoli e delle fasce sotto e sopra-finestra (inclusioni sul paramento del prospetto Ovest)</i>	14
5.2.3	<i>Muratura dei pilastri al piano terra placcati</i>	15
5.2.4	<i>Muratura dei pilastri al piano terra non placcati</i>	16
5.3	Calcestruzzo armato	16
5.3.1	<i>Calcestruzzo</i>	16
5.4	Acciaio da carpenteria metallica.....	17
5.5	Fattore di confidenza	17
6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)	19
6.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali (§3.1.2 e §3.1.3 NTC).....	19
6.1.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	19
6.1.2	<i>Partizioni interne</i>	19
6.1.3	<i>Azioni permanenti sui solai</i>	19
6.2	Carichi variabili (§3.1.4 NTC).....	22
6.3	Azione del vento (§3.3 NTC).....	22
6.4	Azione della neve (§3.3 NTC).....	24
6.5	Azioni sismiche (§3.2.3 NTC).....	25
6.5.1	<i>Definizione dello spettro di risposta elastico</i>	27
6.5.2	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio</i>	28
6.5.3	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi</i>	28
6.6	Condizioni di carico elementari.....	28
6.7	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	29
8	METODI DI ANALISI.....	32
8.1	Analisi per azioni non sismiche.....	32
8.1.1	<i>Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC)</i>	32
8.2	Analisi in presenza di azioni sismiche.....	32
8.2.1	<i>Regolarità strutturale dell'edificio (§7.2.2 NTC)</i>	32
8.2.2	<i>Effetti torsionali</i>	35
8.2.3	<i>Masse strutturali</i>	36
8.2.4	<i>Modelli meccanici semplificati per le analisi globali (LVI, Direttiva P.C.M. 9.2.2011, §5.4.2)</i>	36
8.2.5	<i>Fattore di struttura e classe di duttilità (§C8.7.1.2 Circolare NTC) edifici esistenti in Muratura</i>	38
9	MODELLAZIONE NUMERICA.....	39
9.1	Criteri di modellazione	39

9.2	Denominazione del modello di calcolo	40
9.3	Codici di calcolo.....	41
9.4	Affidabilità dei codici utilizzati.....	41
9.5	Validazione dei codici utilizzati	42
9.5.1	Valutazione della correttezza dei modelli.....	42
9.5.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	42
9.6	Informazione generali sull'elaborazione	42
9.6.1	Modalità di input e output.....	42
9.6.2	Unità di misura.....	42
9.6.3	Sistemi di riferimento	42
9.6.4	Vincoli interni ed esterni	43
9.6.5	Modellazione dei materiali.....	43
9.6.6	Elementi finiti	43
10	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.2. DIRETTIVA 9 FEBBRAIO 2011).....	44
10.1	Valutazione della vulnerabilità sismica - procedure.....	44
10.2	Metodologia.....	45
10.3	Criteri di verifica	46
10.3.1	Generalità.....	46
10.3.2	Stati limite in assenza di sisma.....	47
10.3.3	Stati Limite in presenza di azioni sismiche.....	47
10.4	Obiettivi e metodi	49
10.5	Sintesi dei risultati	50
10.5.1	Risultati dell'analisi lineare elastica.....	50
10.5.2	Risultati dell'analisi modale.....	51
10.5.3	Risultati dell'analisi sismica semplificata (LV1).....	53
11	VERIFICHE IN ASSENZA DI SISMA (STR).....	54
11.1	Verifiche SLU della muratura	54
11.1.1	Verifica a pressoflessione nel piano [§ 4.5.6. NTC]	54
11.1.1	Verifica a taglio per fessurazione diagonale [NTC § 4.5.6.]	55
11.1.2	Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 4.5.6.2].....	56
12	VERIFICHE SISMICHE (STR).....	58
12.1	Verifiche globali – SLV (metodo semplificato (LV1)).....	58
12.2	Verifica di collasso per meccanismi locali (Analisi Cinematica Lineare).....	58
13	VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO).....	61
13.1	Studio geologico e Indagini geognostiche.....	61
13.2	Descrizione dell'area	61
13.3	Descrizione delle opere di fondazione.....	62
13.4	Stratigrafia.....	62
13.5	Caratterizzazione geotecnica del terreno	63
13.6	Suscettibilità alla liquefazione.....	63
13.7	Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC)	63
13.8	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)	63
13.9	Verifica delle fondazioni	63
14	CONCLUSIONI	65
14.1	Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi.....	65
14.1.1	Stato dell'edificio	65
14.1.2	Possibili interventi per ovviare alle carenze strutturali riscontrate.....	66
15	APPENDICE– IMMAGINI MODELLO FEM	67
15.1	Modello agli elementi finiti dell'intero edificio (software P.C.M. 2013).....	67

1 SOMMARIO

La presente relazione riferisce delle analisi numeriche per gli interventi strutturali da eseguirsi nell'ambito dei lavori di restauro della **porzione di edificio del complesso dell'ex "Manifattura Tabacchi", prospiciente piazza della Cittadella**, quale evidenziata nella foto aerea riportata.

Il tutto nell'ambito delle attività relative alla redazione del progetto esecutivo generale Pius Lucca Dentro, ai sensi dell'art.93 comma 5 del D.Lgs. 12 aprile 2006 n.163 (Codice dei Contratti Pubblici) e degli artt.35-45 del DPR 554/99 e s.m.i., nel rispetto delle indicazioni fornite dal progetto preliminare e definitivo.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di conoscere le effettive condizioni di sicurezza dell'immobile nella configurazione attuale (*ante - operam*), da confrontare in una fase successiva, con la configurazione di progetto (*post- operam*) al fine di valutare l'efficacia degli interventi "locali" proposti. Lo scopo è quello di dimostrare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti come richiesto dalle attuali normative.

Le verifiche locali su porzioni del manufatto saranno eseguita secondo il **Livello 2 (LV2)**, la **verifica globale** (che coinvolgerà comunque l'intero edificio, ovvero l'unità strutturale individuata US), sarà invece eseguita con metodi semplificati propri del **Livello 1 (LV1)** come previsto dalla **Direttiva del PCM del 9 febbraio 2011 per "interventi locali"** (§ 2.2.).



Figura 1- Vista aerea dell'area con localizzazione della porzione in esame

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006 - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc.m. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006**
- **Legge Regionale n.1 del 3 gennaio 2005 – Norme per il governo del territorio**
- **Regolamento 09 febbraio 2007, n. 5/R Regolamento di attuazione del Titolo IV, capo III (Il territorio rurale), della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1(Norme per il governo del territorio).**
- **Del. GRT n° 878 del 8.10.2012 Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana**

- **Legge Regionale n.4 del 31 gennaio 2012** - *Modifiche alla legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) e alla legge regionale 16 ottobre 2009, n. 58 (Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico)*
- **Istruzioni tecniche D.2.9.** – *Per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti-* Luglio 2011

- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008**, **Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009**, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- **Direttiva Presidente Consiglio dei ministri del 9 febbraio 2011** – *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008*

- **Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti** - *Dipartimento della Protezione Civile – Giugno 2009*
- **Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*
- **Linee Guida per le "Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili"** – *Dipartimento della Protezione Civile, Reluis et al. - Bozza Marzo 2010*
- **Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizione** – *Dipartimento della Protezione Civile - Bozza Ottobre 2010*

3 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

3.1 Morfologia

Il complesso sorge nella zona della “*Cittadella*”, una parte molto antica della città che deve il proprio nome al carattere militare datole dalle fortezze costruite qui da *Castruccio Castracani* prima e da *Paolo Guinigi* poi per essere smantellate nel 1430.

Nel 500 parte della zona viene adibita a deposito del grano gestito dall’*Offizio dell’Abbondanza* che curerà anche la produzione e distribuzione del pane in città. Nello stesso periodo, ma su di un’altra parte del sito corrispondente all’attuale ala rivolta verso piazza della Magione, viene costruito un convento femminile domenicano.

La *Manifattura Tabacchi* apre nel 1818 diventando la fabbrica più importante di Lucca, insieme alla *Cucirini Cantoni Coats*, rappresentando la più importante realtà del lavoro operaio con manodopera in prevalenza femminile. La storia della Manifattura è legata a quella del Sigaro Toscano la cui arte di lavorazione a mano è famosa in tutto il mondo.

Dal giugno 2004 la lavorazione è trasferita nel polo industriale in periferia e da quel giorno l’intero complesso è vuoto abbandonato ad eccezione di alcuni locali destinati a spazi espositivi.

L’area è stata oggetto di numerose trasformazioni ed evoluzioni, che si sono manifestate nel corso dei secoli. E’ possibile trovare tracce storiche di queste evoluzioni, a partire dal XIV secolo.

La struttura in esame è una porzione di edificio a pianta rettangolare di dim. 64 m x 15.5 m e si sviluppa in elevazione per quattro piani fuori terra, con altezza sotto gronda di 15 m.

Essa è collegata attraverso corridoi in quota (passerelle) all’edificio destinato ad “Arte e spettacolo” sul lato Nord, mentre sul lato Ovest ad un altro edificio non oggetto di ristrutturazione.

3.2 Organismo strutturale

Il nucleo originario fine ottocento, è in muratura di mattoni pieni, in mattoni pieni sono infatti i muri perimetrali e i pilastri del piano terra. (Questi ultimi ad eccezione dei tre pilastri di estremità sul lato sud, sono stati in epoca recente placcati con camicia in c.a. dello spessore di 17.5 cm).

Al piano primo e secondo i pilastri in muratura sono stati sostituiti da colonne in acciaio 2NP 250 accoppiati ad eccezione del tratto centrale nella quale sono presenti pilastri in c.a. (30 cm x30 cm) e solai di diversa tipologia (solai in latero cemento).

Colpisce l’estrema variabilità dei solai rilevati, chiaro segno di una “manipolazione” operata in passato specie nella parte centrale dell’edificio.

Probabilmente infatti a causa di un crollo avvenuto in passato questa porzione è stata ricostruita con sostituzione dei solai in acciaio e laterizio originari con solai in laterocemento poggianti su nuovi pilastri in c.a. a sostituire le colonne in acciaio.

Segni di questa “ricostruzione” sono anche alcune inclusioni in pietrame rilevabili nel paramento del Prospetto Ovest (ved. foto). Probabilmente per chiudere le brecce fu utilizzato lo stesso materiale poi utilizzato per l’ampliamento in continuità sul lato Sud.



Figura 2- Prospetto Ovest

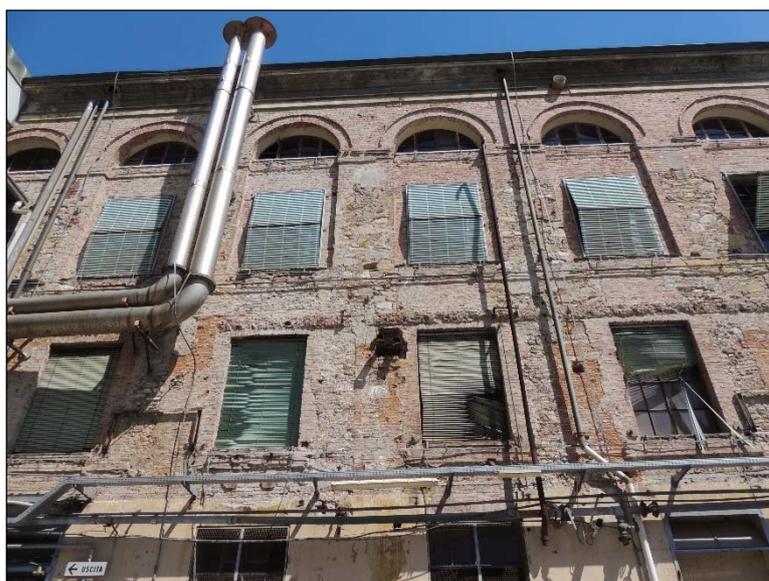


Figura 3 –Prospetto Ovest- Particolare delle inclusioni in pietrame nel paramento in mattoni pieni

In corrispondenza dell’ultimo piano i pilastri si interrompono lasciando il vano completamente libero coperto da capriate metalliche reticolari poste ad interasse di 3.55 m, poggianti sui muri perimetrali.

Le tipologie di solai rilevati sono elencate nel seguito:

SOLAI PIANO PRIMO:

- **SOLAIO S1:** solai costituiti da profilati metallici tipo NP e laterizi/voltine in mattoni ad interasse 80 cm, poggianti su travi metalliche NP 400, alcuni

dei quali rinforzati con travi saldate all'ala del profilo NP costituite da HEB 100 inferiore e diagonali in tubolari quadrati 50x50 mm (S1A);

- **SOLAIO S2:** Solaio in latero-cemento con travetti in c.a.p. ad interasse cm 35 e pignatte, soletta in cls alleggerito cm. 4 armata con rete elettrosaldata in acciaio ad aderenza migliorata diam mm 5, maglia 10x10 cm; poggiate sul lato ovest su un bi-trave IPE 330, su travi in c.a. (16x41) sul lato Est;
- **SOLAIO S3:** Solaio con volterrane di laterizi forati travi NP, int. 100 cm, poggianti su travi metalliche NP 400.

SOLAI PIANO SECONDO:

- **SOLAIO S4:** Solaio acciaio-laterizio a volterrane con profilati IPE 140 interasse cm 80, pignatte di alleggerimento, soletta cm. 5 armata con ferri lisci diam mm 5 maglia 30x30 cm, poggianti su travi in acciaio NP 400;
- **SOLAIO S5:** Solaio latero-cemento travetti interasse cm 35, poggianti su travi in c.a. 13x41;
- **SOLAIO S6:** Solaio acciaio-laterizio con profilato NP interasse cm 100, poggianti su travi NP 400;

SOLAI PIANO TERZO:

- **SOLAIO S1:** Solaio acciaio-laterizio a voltine con profilati b mm 65 interasse cm 80, poggianti su travi in acciaio NP 400(solai originari);
- **SOLAIO S7:** Solaio latero-cemento travetti interasse cm 35, poggianti su travi in c.a. 16x41 cm;
- **SOLAIO S3:** Solaio acciaio-laterizio a voltine con profilati in acciaio b 85 mm interasse cm 100 voltine in laterizi forati, poggianti su travi NP 400.

E' presumibile ipotizzare che tutti i solai siano quelli originari ad eccezione dei solai della porzione centrale (solai, 2, 5 e 7).

L'edificio può essere datato a metà del XIX secolo quindi è stato senz'altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica. Certamente esso è stato progettato utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, mediante un proporzionamento geometrico configurabile come *regole dell'arte*. Tale approccio è senz'altro valido per il dimensionamento per i carichi gravitazionali ma quasi mai ha condotto nel passato a strutture "sismoresistenti".

Anche l'edificio in esame non fa eccezione, già infatti ad una prima analisi esso appare dotato di scarse risorse, tra le carenze spicca fra tutte l'assenza quasi totale di setti trasversali. Questa circostanza determina una forte differenza di rigidità nei due piani principali, quindi grande vulnerabilità per azioni in direzione Est- Ovest.

Un'altra conseguenza della presenza di setti trasversali troppo radi è l'insufficienza di ritegni trasversali per i maschi longitudinali (interasse >7m) che espone la struttura al rischio di rotture locali per flessione fuori del piano della parete, quindi a "collapsi locali".

La probabilità di innesco di meccanismi di ribaltamento rigido è alta anche a causa dell'assenza di cordoli di piano in grado di indurre il comportamento "scatolare" delle murature. L'assenza inoltre di solai sufficientemente rigidi nei campi di estremità fa sì che l'azione sismica non riesca a trasferirsi alle murature perimetrali "più rigide" e può

indurre la crisi a taglio nelle colonne centrali. (La presenza comunque di campi di solaio sufficientemente “rigidi” nella parte centrale mitiga questo rischio).

3.2.1 Edificio in aggregato

Si tratta di un edificio in “aggregato” (NTC08 §8.7.1) essendo costruito in continuità con edifici adiacenti. Nell’analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. Per prima cosa quindi è stata individuata l’unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue, inserendo gli effetti di spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, valutando i meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, eventuali US adiacenti di differente altezza.

Nel caso in esame si tratta dell’edificio di “testata” di una “schiera” di edifici contigui, privi di strutture “spingenti”, senza sfalsamenti dei solai, né significativi disassamenti.

3.3 Stato di conservazione e degrado

Non sono stati individuati quadri lesionativi degni di nota, da cui si deduce che l’edificio non presenta segni di sofferenza statica per cedimenti differenziali in fondazione.

3.4 Storia tecnico-amministrativa

L’edificio è sempre stato parte della Manifattura Tabacchi di Lucca.

3.5 Norme impiegate per la redazione del progetto originario

L’edificio è stato costruito sicuramente nella prima metà del XIX secolo quindi è stato senz’altro costruito in assenza di una normativa tecnica sismica ma piuttosto secondo la *regola dell’arte*.

3.6 Classificazione sismica

La costruzione è sita in un territorio a lungo “non classificato” sismico. Solo infatti la recente zonizzazione proposta dall’OPCM del 2003 e poi recepita dalla Regione Toscana ha incluso la città di Lucca tra i comuni della **Zona 3**.

3.7 Documentazione di progetto

Non sono stati reperiti elaborati progettuali, né del progetto originario né relativo alle manipolazioni più recenti.

4 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

4.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica (§ 2.4 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 1:

Tab. 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
<i>1</i>	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
<i>2</i>	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<i>3</i>	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	T_c^* [s]
<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 3.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

In realtà la vita nominale di un bene culturale può essere opportunamente “ridotta”; la norma infatti asserisce che essa *dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.*

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive. La pericolosità sismica da usarsi per la prossima verifica dovrà ovviamente tenere conto del tempo che è passato; nel caso in cui la mappa di pericolosità disponibile dovesse essere ancora non dipendente dal tempo trascorso dall'ultimo terremoto significativo (modello poissoniano), nella definizione del periodo di riferimento si dovrà considerare anche il tempo trascorso dalla prima verifica. In occasione di questa seconda verifica potrebbe però non risultare

possibile raggiungere i livelli richiesti dalla nuova vita nominale con interventi compatibili con la conservazione.

Per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA

5.1 Risultati della campagna di indagini

Si riportano nel seguito i risultati della campagna di prove sperimentali effettuate sui materiali che compongono la struttura, nonché i relativi livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

5.2 Muratura

5.2.1 Muratura in mattoni pieni (pareti esterne)

I muri portanti esterni sono realizzati in mattoni pieni con malta di calce idraulica.

Utilizzando le tabelle della circolare sopra citate si possono proporre i seguenti valori:

Tab. 4 – Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i>	2,40/4,00	0,06/0,09	1200/1800	400/600	18

Secondo il livello di conoscenza LC2 sono stati presi i valori medi degli intervalli:

Tab. 5 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce</i>	3,2	0.075	1500	500	18

5.2.2 Muratura in pietrame con mattoni pieni in corrispondenza degli angoli e delle fasce sotto e sopra-finestra (inclusioni sul paramento del prospetto Ovest)

Come già altrove detto, sul prospetto Ovest, sono visibili “inclusioni” di pietrame all’interno della muratura in mattoni pieni. E’ come se una porzione del paramento fosse stata per qualche ragione distrutta e successivamente si sia provveduto a ripararla, richiudendo le breccie con pietrame (lo stesso utilizzato nell’edificio costruito in adiacenza). Questa porzione di muratura risulta di caratteristiche meccaniche inferiori rispetto all’originaria essendo realizzata in muratura in pietrame disordinato, “regolarizzato” però negli angoli e in corrispondenza delle aperture con porzioni più o meno estese di mattoni pieni.

La norma consente di tener conto delle caratteristiche “migliori” per la presenza della muratura in mattoni pieni applicando ai valori riportati in tabella C8A.2.1 dei coefficienti migliorativi (suggeriti dalla Tab. C8A.2.2.):

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno applicare il solo coefficiente correttivo che tiene conto del miglioramento alla connessione negli spigoli:

$c_1 = 1.5$ connessione trasversale
ne consegue che partendo dai seguenti valori:

$f_m = 1.40 \text{ MPa}$ resistenza media a compressione della muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $\tau_0 = 0.026 \text{ MPa}$ resistenza media a taglio della muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $E = 870 \text{ MPa}$ valore medio del modulo di elasticità normale (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)
 $G = 290 \text{ MPa}$ valore medio del modulo di elasticità tangenziale (Circ. 617, Tab. C8A.2.1)

$f_{km} = f_m \times c_1 = 2.10 \text{ MPa}$
 $f_{v0} = \tau_0 \times c_1 = 0.04 \text{ MPa}$
 $E_m = E \times c_1 = 1305 \text{ MPa}$
 $G_m = G \times c_1 = 435 \text{ MPa}$

Tab. 6 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_0 (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata rinforzata negli spigoli con muratura di mattoni pieni	2,10	0,04	1305	435	19

5.2.3 Muratura dei pilastri al piano terra placcati

I pilastri al piano terra sono realizzati in mattoni pieni con malta di calce idraulica.

Su 11 dei 14 presenti al piano è stata applicata una camicia in c.a. dello spessore di 15 cm.

Secondo il livello di conoscenza LC2 avremmo gli stessi valori contenuti nella tabella soprastante. In generale la muratura degli elementi puntuali è però una muratura “migliore” (malta buona e maggiore attenzione alla connessione trasversale dei blocchi)

La norma consente di tener conto delle caratteristiche “migliori” applicando ai valori riportati in tabella C8A.2.1 dei coefficienti migliorativi (suggeriti dalla Tab. C8A.2.2.):

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno applicare i seguenti coefficienti correttivi:

$c_1 = 1.5$ malta buona
 $c_2 = 1.3$ connessione trasversale
 $c_3 = 1.5$ presenza di “camicia” in c.a. (intonaco armato)
 ne consegue:

$f_{km} = f_m \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 9.36 \text{ MPa}$
 $f_{v0} = \tau_0 \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 0.22 \text{ MPa}$
 $E_m = E \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 4388 \text{ MPa}$

$$G_m = G \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 1463 \text{ MPa}$$

Tab. 7 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce, con malta buona, buone connessioni trasversali e intonaco armato</i>	9,36	0,22	4388	1463	18

5.2.4 Muratura dei pilastri al piano terra non placcati

I pilastri al piano terra sono realizzati in mattoni pieni con malta di calce idraulica.

Tre dei quattordici pilastri presenti conservano ancora la sezione originaria (65x65 cm), la maggior parte di essi invece è stata “placcata” con una camicia in c.a. dello spessore di 17.5 cm.

Anche in questo caso i valori contenuti nella tabella C8A.2.1 sono stati “migliorati” applicando dei coefficienti migliorativi (suggeriti dalla Tab. C8A.2.2.):

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno applicare i seguenti coefficienti correttivi:

$c_1=1.5$ malta buona
 $c_2=1.3$ connessione trasversale
 ne consegue:

$$f_{km} = f_m \times c_1 \times c_2 = 6.24 \text{ MPa}$$

$$f_{v0} = \tau_o \times c_1 \times c_2 = 0.15 \text{ MPa}$$

$$E_m = E \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 2925 \text{ MPa}$$

$$G_m = G \times c_1 \times c_2 \times c_3 = 975 \text{ MPa}$$

Tab. 8 – Valori assegnati alla muratura in esame

Tipologia di muratura	f_m (MPa)	τ_o (MPa)	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m ³]
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
<i>Muratura in mattoni pieni e malta di calce, con malta buona, buone connessioni trasversali</i>	6,24	0,15	2925	975	18

5.3 Calcestruzzo armato

5.3.1 Calcestruzzo

$R_{cm} = 11.1 \text{ MPa}$ resistenza cubica minima a compressione del calcestruzzo (desunte da prove in situ)

$f_{cm} = 0.83 R_{cm} = 9.21 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica minima a compressione del calcestruzzo

$f_{ck} = f_{cm} = 9.21 \text{ MPa}$ resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo

$E_{cm} = 25893 \text{ MPa}$ modulo di elasticità normale medio del calcestruzzo
 $G_{cm} = 10789 \text{ MPa}$ modulo di elasticità normale medio del calcestruzzo

5.4 Acciaio da carpenteria metallica

$f_{yk} = 230 \text{ MPa}$ tensione di snervamento dell'acciaio
 $E_y = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico dell'acciaio

5.5 Fattore di confidenza

Il livello di conoscenza raggiunto è l'adeguato "LC2" che consente di utilizzare un fattore di confidenza FC pari a **1.20**:

Per il raggiungimento di tale livello di conoscenza sono state eseguite le seguenti attività:

- Geometria: "*Rilievo strutturale "completo"*";
- Dettagli costruttivi: "*Estese ed esaustive prove in situ*";
- Proprietà dei materiali: "*Estese indagini in situ*";

Seconda la Direttiva del presidente del Consiglio dei Ministri del 2 Febbraio 2011 (§ 4.2.), relativamente al "patrimonio culturale", nel caso siano effettuate indagini sulle proprietà meccaniche delle murature è possibile in aggiunta "modulare" il fattore di confidenza definendo diversi fattori parziali di confidenza FC_k ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti parziali riportati in tabella e associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_k F_{Ck}$$

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Nel caso in esame, al fine di non penalizzare troppo le strutture in esame, l'FC=1.2 è stato ridotto a :

$$FC=1+0+0+0.06+0.03=1.09$$

Essendo:

- a) **Rilievo geometrico: completo con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi** → $F_{C1}=0$
- b) **Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: indagini documentate e tematiche + indagini diagnostiche** $F_{C2}=0$
- c) **Proprietà meccaniche dei materiali: limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali** $F_{C3}=0.06$
- d) **Terreno in fondazioni: disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni** → $F_{C4}=0.03$

6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI (§ 3 NTC)

6.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali (§3.1.2 e §3.1.3 NTC)

6.1.1 Peso proprio della struttura

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m ³	peso di volume per il calcestruzzo armato
- 78.50 kN/m ³	peso di volume per l'acciaio
- 18.00 kN/m ³	muratura in mattoni pieni
- 19.00 kN/m ³	muratura in pietrame

6.1.2 Partizioni interne

Non vi sono partizioni interne nello stato attuale (*open space*).

6.1.3 Azioni permanenti sui solai

Il programma di calcolo applica i carichi permanenti ed i variabili dei solai direttamente agli elementi interessati una volta definita la tipologia dei solai e la loro posizione. I carichi permanenti relativi ai solai presenti nella struttura derivano dalla analisi seguente:

Designazione solaio: S1A - stato di fatto			
Id solaio:	S1		
Tipologia:	Profilati NP 140, interasse 80 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano primo		
Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.20	kN/m ²
	Volterrane in laterizio, altezza media 11.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.55	kN/m ²
	Riempimento in cretonato di malta 2 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	1.05	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Pavimento+ massetto 12.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.70	kN/m²
	Totale Permanenti	3.75	kN/m²

Designazione solaio: S2A - stato di fatto			
Id solaio:	S2		
Tipologia:	Solaio in latero-cemento con travetti in c.a.p. e soletta armata in cls alleggerito H= 22 cm (18+4)		
Ubicazione:	Piano primo		
Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso solaio	3.00	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.00	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
	Pavimento tipo Klinker 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.10	kN/m ²

Totale Permanenti non strutturali	1.40	kN/m²
Totale Permanenti	4.40	kN/m²

Designazione solaio: S3A - stato di fatto		
Id solaio:	S3	
Tipologia:	Profilati NP 180, interasse 100 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano primo	
Destinazione:	Lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.22 kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.5 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.63	kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 5.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.82	kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	1.67	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto + pavimento 12 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	2.70	kN/m²
Totale Permanenti	4.37	kN/m²

Designazione solaio: S1B - stato di fatto		
Id solaio:	S1B	
Tipologia:	Profilati NP 140, interasse 80 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano secondo	
Destinazione:	Lavorazione tabacco	
	Peso acciaio	0.20 kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 11.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.55	kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 2 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	1.05	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Soletta armata alleggerita 5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.75	kN/m ²
Sottofondo e pavimento in linoleum 3.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.60	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	1.65	kN/m²
Totale Permanenti	2.70	kN/m²

Designazione solaio: S2B - stato di fatto		
Id solaio:	S2B	
Tipologia:	Solaio in latero-cemento con travetti in c.a.p. e soletta armata in cls alleggerito H= 21 cm (18+3)	
Ubicazione:	Piano secondo	
Destinazione:	Lavorazione tabacco	
	Peso solaio	3.00 kN/m ²
Totale Permanenti strutturali	2.75	kN/m²
Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
Massetto 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
Pavimento tipo Klinker 1.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.10	kN/m ²
Totale Permanenti non strutturali	1.40	kN/m²
Totale Permanenti	4.15	kN/m²

Designazione solaio: S3B - stato di fatto		
Id solaio:	S3B	
Tipologia:	Profilati NP 180, interasse 100 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta	
Ubicazione:	Piano secondo	

Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.22	kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.5 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.63		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 5.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.82		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	1.67	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto + pavimento 12 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	2.40	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.70	kN/m²
	Totale Permanenti	4.37	kN/m²

Designazione solaio:	S1C - stato di fatto		
Id solaio:	S1C		
Tipologia:	Profilati acciaierie Terni h=220 mm e b= 65 mm, interasse 80 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano terzo		
Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.50	kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.0 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.60		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 8.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	1.28		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	2.38	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Sottofondo e pavimento 4.0 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.80	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.10	kN/m²
	Totale Permanenti	3.48	kN/m²

Designazione solaio:	S2C - stato di fatto		
Id solaio:	S2C		
Tipologia:	Solaio in latero-cemento con travetti in c.a.p. e soletta armata in cls alleggerito H= 22 cm (18+4)		
Ubicazione:	Piano secondo		
Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso solaio	3.00	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.00	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto 5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
	Pavimento + sottofondo 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.60	kN/m²
	Totale Permanenti	4.60	kN/m²

Designazione solaio:	S3C - stato di fatto		
Id solaio:	S3C		
Tipologia:	Profilati NP 180, interasse 100 cm, volterrane in laterizio e riempimento in cretonato di malta		
Ubicazione:	Piano secondo		
Destinazione:	Lavorazione tabacco		
	Peso acciaio	0.22	kN/m ²
Volterrane in laterizio, altezza media 12.5 cm ($\gamma=5.00$ kN/mc)	0.63		kN/m ²
Riempimento in cretonato di malta 5.5 cm ($\gamma=15.00$ kN/mc)	0.82		kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	1.67	kN/m²
	Intonaco inferiore 1.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.30	kN/m ²
	Massetto 10 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	1.00	kN/m ²
	Pavimento + sottofondo 2.5 cm ($\gamma=20.00$ kN/mc)	0.50	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	1.80	kN/m²
	Totale Permanenti	3.47	kN/m²

La copertura a capanna è realizzata con capriate reticolari in acciaio ad interasse 3.55 m, per esse è possibile ipotizzare un peso proprio di 0.8 kN/mq ed un permanente portato di 1 kN/mq.

Per le rampe è stato considerato un peso proprio di 5 kN/mq ed un permanente portato di 2 kN/mq.

Rampe:

peso proprio soletta in c.a.: 0.15 x 25.00	3.75 kN/m ²
peso proprio gradini:	1.25 kN/m ²
intonaco:	0.30 kN/m ²
sottofondo:	1.00 kN/m ²
pavimento in pietra: $[0.03 \times 0.30 + 0.02 \times 0.16] / 0.34 \times 20.00$	0.70 kN/m ²
	Totale: 7.00 kN/m²

6.2 Carichi variabili (§3.1.4 NTC)

I carichi variabili considerati sono:

- Uffici aperti al pubblico (Cat. B2)

accidentale distribuito (su proiezione orizzontale)	$q_k = 3.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 2.00$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00$ kN/m

- Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2-D.M. 14.01.2008)- Scale

accidentale distribuito	$q_k = 4.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 4.00$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 2.00$ kN/m

- Coperture accessibile per sola manutenzione (Cat. H1)

accidentale distribuito	$q_k = 0.50$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 1.20$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00$ kN/m

6.3 Azione del vento (§3.3 NTC)

L'azione del vento calcolata secondo il DM del 14/01/08 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b è la velocità di riferimento del vento pari a:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di topografia c_t pari a :

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite categorie di esposizione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso in esame per la **zona 3** (Toscana) si ha:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0.020 \text{ 1/s}$$

$$a_s = 15 \text{ m}$$

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

$$q_b = 460 \text{ N/m}^2$$

- classe di rugosità: **B** (aree urbane non di classe A)

- altitudine sito a_s : 15 m s.l.m.

- categoria di esposizione: **III**

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5,0 \text{ m}$$

$$c_t(z) = 1,0 \quad \text{coefficiente di topografia}$$

$$c_e(z_{min}) = 1,71$$

$c_{p+} = +0,80$ coefficiente di forma per parete sopravvento.

$c_{p-} = -0,40$ coefficiente di forma per parete sottovento e copertura sopra e sotto vento ($\alpha < 20^\circ$).

Tab. 9 – Valore della pressione del vento agente alle varie quote

PIANO	z_i [m]	$c_e(z)$	c_p	p [daN/m ²]
1	3,80	1,71	+0.8	62
2	7,65	1,97	+0.8	72

PIANO	z _i [m]	c _e (z)	c _p	p [daN/m ²]
3	11,45	2,23	+0.8	81
4	16,52	2,47	+0.8	90

Tab. 10 – Valore della pressione del vento agente alla quota di riferimento (pareti sottovento)

PIANO	z _i [m]	c _e (z)	c _p	p [kN/m ²]
1	3,80	1,71	-0.4	-0.31
2	7,65	1,97	-0.4	-0.36
3	11,45	2,23	-0.4	-0.41
4	16,52	2,47	-0.4	-0.45

Tale azione è stata trascurata essendo di entità minore rispetto al sisma e mai con essa contemporanea.

6.4 Azione della neve (§3.3 NTC)

Il carico neve sui due livelli di copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_t \quad \text{carico neve sulla copertura}$$

La costruzione è sita nella città di Lucca (LU), quindi in **Zona II** (in base alla mappa per “carico neve al suolo”, D.M. 14 gennaio 2008, § 3.4. Fig. 3.4.1.) :

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad a_s = 15 \text{ m} < 200 \text{ m} \quad \text{valore di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni}$$

La copertura è realizzata con una serie discontinua di coperture due falde (capriate).

Per quanto riguarda il coefficiente di forma relativo alle porzioni di copertura inclinate, la Normativa suggerisce di prendere in considerazione la più gravosa fra le distribuzioni di carico indicate in Fig:

Nel caso di neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I:

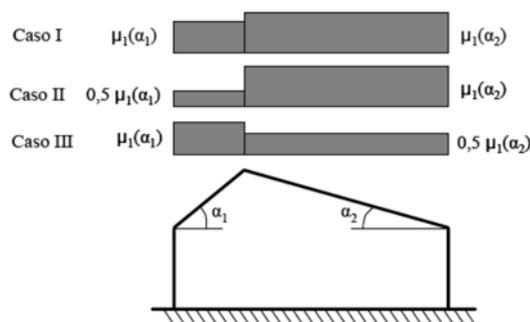


Figura 4- Condizioni di carico per coperture due falde

$\alpha_1 = \alpha_2 = 17^\circ$ angolo di inclinazione della falda

$\mu_1 = \mu_2 = 0.8$

Essendo ancora:

$C_E = 1$ coefficiente di esposizione per classe di topografia "Normale" (NTC, § 3.4.3)

$C_t = 1$ coefficiente termico (NTC, § 3.4.4)

Il valore della pressione massima su tutte le coperture a capanna sarà costante e pari a:
 $q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_t = 0.8 \text{ kN/m}^2$

6.5 Azioni sismiche (§3.2.3 NTC)

L'azione sismica è stata valutata seguendo quanto prescritto al § 3.2 e successivi del DM 14/01/2008. Di seguito vengono riportati i parametri utilizzati per la determinazione dello spettro.

Più nel dettaglio l'azione è stata caratterizzata da 2 componenti traslazionali nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, indipendenti e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta elastico in accelerazione:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

T periodo di vibrazione della struttura

S_e accelerazione spettrale orizzontale

$$S = S_S \cdot S_T$$

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$ coefficiente di amplificazione topografica

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)}$$

ξ smorzamento viscoso

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (ved. Tab.5)

$$T_B = T_C / 3 \quad \text{periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante}$$

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6 \quad \text{periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad}$$

accelerazione costante

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella Tab. 11, nel periodo di riferimento V_R definito in 4.1.

Tab. 11 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

Latitudine del sito: **43.84110471**

Longitudine del sito: **10.49798369**

Classe d'uso: **III**

Vita nominale, V_N : **50 anni**

Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_u : **1.5**

Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_U$: **75 anni**

si ha:

Tab. 12 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_{C^*} [s]
Operatività (SLO)	45	0.051	2.552	0.248
Danno (SLD)	75	0.061	2.579	0.265
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.147	2.378	0.293
Collasso (SLC)	1462	0.185	2.389	0.302

dove:

T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo V_r definito in 4.1;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_{C^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.5.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo:

C (vedi relazione geologica)

pianeggiante:

T1

da cui si ha:

$$S_{S,SLV} = 1.48$$

$$S_{S,SLD} = 1.50$$

$$S_{S,SLO} = 1.50$$

$$S_T = 1$$

$$S(SLV) = S_{S,SLV} \cdot S_T = 1.48$$

$$S(SLD) = S_{S,SLD} \cdot S_T = 1.50$$

$$S(SLO) = S_{S,SLO} \cdot S_T = 1.50$$

6.5.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

6.5.3 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

Eventuali grafici dello spettro di risposta

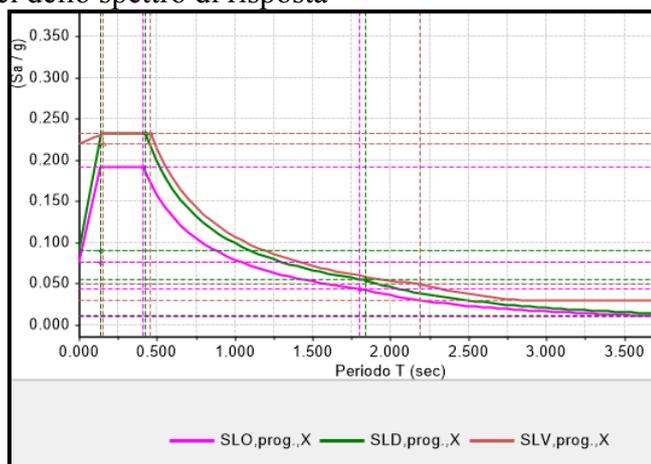


Figura 5 - Spettri di risposta

6.6 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 13 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Permanenti strutturali	<i>Peso proprio della struttura</i>
2	Permanenti non strutturali	<i>Carichi permanenti portati</i>

n. CCE	Nome	Descrizione
3	Variabile Cat. B	Carico variabile (uffici aperti al pubblico cat. B2)
4	Variabile Cat. C	Carico variabile scale (ambienti cat. C2)
5	Variabile Cat. H	Carico variabile coperture praticabili per sola manutenzione (ambienti cat. H1)
6	Neve	Neve sulla copertura

6.7 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008. essendo:

- G_1 il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
- G_2 il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
- P il valore caratteristico della forza di precompressione;
- E il valore caratteristico dell'azione sismica;
- Q_{k1k} il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$ valori dei coefficienti parziali di sicurezza
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 14 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria B – Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Tab. 15– Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

La Tab. 15 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono stati eseguiti mediante l'approccio "2".

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive relazioni.

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 16 – Combinazioni delle condizioni elementari (Statiche)

N. Comb.	Nome	Tipo	Approccio (e/o combinazione)	Tipo di verifica	N. CCE					
					1	2	3	4	5	6
1	CC5	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.50	1.05	0.00	0.75
2	CC9	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.50	0.00	0.75
3	CC29	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.05	1.50	0.75
4	CC37	SLU	A2	STR	1.30	1.30	1.05	1.05	0.00	1.50
5	CC5	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.50	0.60	0.00	0.00
6	CC9	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.70	0.00	0.00
7	CC29	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.00
8	CC37	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.20
9	CC45	SLE	A2	STR	1.00	1.00	0.30	0.60	0.00	0.00

dove:

SLU stato limite ultimo

SLE stato limite di esercizio

7 METODI DI ANALISI

7.1 Analisi per azioni non sismiche

7.1.1 Analisi elastica (§4.1.1.1 NTC)

Per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi è stata eseguita una analisi elastica lineare.

7.2 Analisi in presenza di azioni sismiche

Per prima cosa è stata valutata la “regolarità” della struttura al fine di stabilire quale tipo di analisi fosse più opportuna.

Nel caso in esame la presenza solo in zone limitate, di solai sufficientemente “rigidi” e l’irregolarità della struttura rende non utilizzabile un’analisi globale accurata facendo ricorso ad un’analisi non lineare. Si è fatto ricorso allora alle metodologie “semplificate” suggerite dalla Normativa per il **Livello 1**, salvo poi valutare i meccanismi locali “attivabili” con un’**Analisi Cinematica Lineare**.

7.2.1 Regolarità strutturale dell’edificio (§7.2.2 NTC)

7.2.1.1 Regolarità in pianta

La valutazione dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 17 – Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	Non ci sono dissimmetrie nei carichi e nella geometria	VERIFICATO
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l’edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$=66,35 / 14,90 = 4,45 > 4$	NON VERIFICATO
c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell’edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	Non vi sono né rientranze né sporgenze	VERIFICATO
d) i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano	Non tutti i solai si possono considerare tali (non tutti hanno una soletta armata in c.a. spesso almeno 4 cm)	NON VERIFICATO
	NON REGOLARE IN PIANTA	

7.2.1.2 Regolarità in altezza

La valutazione dei requisiti di regolarità in altezza viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 18 – Regolarità in altezza

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
e) Tutti i sistemi resistenti (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	Tutti i maschi murari si estendono per tutta l'altezza dell'edificio (solo i pilastri si interrompono all'ultimo piano ma per rigidità essi possono senz'altro essere considerati "secondari")	VERIFICATO
f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);	Vedi valutazioni sottostanti	NON VERIFICATO
g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	NON PERTINENTE	NON PERTINENTE
h) Il restringimento della sezione dell'edificio ad ogni piano non supera il 30% della dimensione corrispondente al piano primo né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani	Non vi sono restringimenti di sezione	VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.		
	NON REGOLARE IN ALTEZZA	

Nella tabella sottostante vengono riportate le masse relative ai vari piani con le variazioni rispetto ai piani adiacenti.

Tab. 19 – Masse dei piani e variazioni rispetto ai piani adiacenti

PIANO O IMPALCATO	Z _i [m]	MASSA (Kg)	VARIAZIONE %
TERRA	3,80	14052.64	-
I	7,65	12842.51	-8.61 %
II	11,45	12235.72	-4.72 %
III	16,52	8023.37	-34.43 %
NON VERIFICATA			

Per il calcolo delle rigidezze di piano viene condotta separatamente un'analisi statica della struttura: i risultati dell'analisi condotta, riportati nella tabella seguente, ci consentono di stabilire i rapporti tra le rigidezze ai vari piani.

Tab. 20 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione X.

PIANO O IMPALCATO	Z _i [m]	RIGIDEZZA k _{xi} [kN/m]	VARIAZIONE %
TERRA	3,80	3683.513	-
I	7,65	3219.407	-12.60 %
II	11,45	3328.597	3.39 %
III	16,52	2837.993	-14.74 %
VERIFICATA			

Tab. 21 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione Y.

PIANO O IMPALCATO	Z _i [m]	RIGIDEZZA k _{yi} [kN/m]	VARIAZIONE %
TERRA	3,80	2978.65	-

PIANO O IMPALCATO	Z _i [m]	RIGIDEZZA k _{yi} [kN/m]	VARIAZIONE %
I	7,65	1822.114	-38.83 %
II	11,45	1723.42	-5.42 %
III	16,52	2078.194	+20.59 %
NON VERIFICATA			

Z_i quota dell'impalcato i dallo spiccatto delle fondazioni;
 K_{xi}, K_{yi} rigidità dell'impalcato i

La struttura è senz'altro non regolare in pianta e lo è anche in altezza a causa della forte riduzione di massa dell'ultimo impalcato (piano di copertura)

7.2.2 Effetti torsionali

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Gli effetti torsionali accidentali dell'eccentricità dell'azione sismica si calcolano applicando ad ogni piano un momento torcente momento torcente di piano calcolato con le forze di piano come nel caso dell'analisi statica:

$$M_{ti} = F_i \cdot e_{ai}$$

La forza F_i da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove: F_h = S_d(T₁)W λ/g

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i è il peso delle masse al piano i;

W_j sono i pesi delle masse ai piani j;

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni;

S_d(T₁) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per il primo periodo di vibrazione della struttura T₁;

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se T₁ < 2 T_C, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, il primo periodo di vibrazione della struttura T₁ può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione.
C_i vale 0,05 per costruzioni in muratura.

7.2.3 Masse strutturali

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k sono i carichi permanenti

Q_k sono i carichi accidentali

ψ_{2i} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i, che dà il valore quasi permanente. I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nei paragrafi successivi.

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori della forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità. Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto della lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

Tab. 22 – Masse ai vari impalcati

IMPALCATO	MASSA M _x = M _y (Kg)
3,80	14052.64
7,65	12842.51
11,45	12235.72
16,52	8023.37

7.2.4 Modelli meccanici semplificati per le analisi globali (LV1, Direttiva P.C.M. 9.2.2011, §5.4.2)

7.2.4.1 Verifica sismica per “palazzi e ville”

Una particolare classe di costruzioni esistenti in muratura è costituita da edifici a tipologia monumentale: palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi (tipologie analoghe alla tradizionale tipologia di 'edificio' relativo all'edilizia non tutelata). Per tali costruzioni, le norme specifiche (Direttiva P.C.M. 9.2.2011) prevedono un metodo di verifica semplificato, pur tridimensionale, ai fini del quale è consentita una modellazione che può prescindere dai collegamenti rigidi negli angoli e nelle intersezioni degli allineamenti.

La metodologia descritta nel riferimento normativo richiede che siano noti gli sforzi di compressione su ogni singola parete, relativamente alla combinazione di carichi verticali agenti in fase sismica, in modo che sia determinabile la resistenza a taglio della parete stessa. Ciò richiede che il modello globale dell'edificio sia stato processato con

un'analisi sismica lineare complessiva (è stata per questo eseguita un'analisi preliminare sismica statica *ad hoc*).

In alternativa, la tensione normale agente in ogni parete potrebbe essere stimata con calcoli manuali o addirittura ignorata, a favore di sicurezza, considerando una resistenza a taglio pari al valore assunto in assenza di carico verticale: è evidente tuttavia che le possibilità offerte dallo strumento informatico rendono tali approssimazioni inappropriate.

In definitiva, quando si opera nell'ambito dei modelli meccanici semplificati (LV1), il giudizio sulla capacità sismica della struttura monumentale si può trarre dai risultati del metodo semplificato, e l'analisi complessiva (eseguita prima della verifica semplificata) resta finalizzata solo alla corretta valutazione delle tensioni normali in fase sismica e alla definizione delle coordinate del centro delle rigidità.

Secondo il testo normativo citato, è possibile fare riferimento a due meccanismi di collasso ricorrenti nel caso dei palazzi:

- **collasso uniforme**, che coinvolge la totalità dell'edificio (a questa tipologia di collasso è dedicato esplicitamente il paragrafo §5.4.2);
- **collasso di un interpiano debole** (modalità già presente nella versione precedente della norma [Direttiva P.C.M. 12.10.2007]).

Nel caso specifico la verifica è stata svolta considerando entrambe le modalità di collasso).

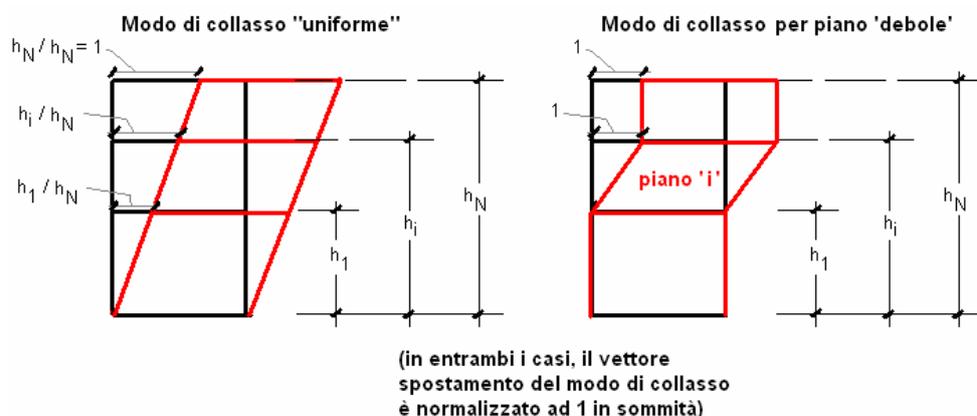


Figura 6- Modalità di collasso previste dal metodo semplificato

Tralasciando i dettagli del calcolo (peraltro riportati nel fascicolo allegato), per il calcolo dell'accelerazione allo stato limite ultimo e quindi dell'indice di rischio si è eseguita la seguente procedura:

- calcolo della resistenza secondo le due direzioni in pianta ed ai diversi piani;
- identificazione del piano e della direzione più vulnerabile all'azione sismica, come minimo tra i valori sopra indicati;
- valutazione dell'accelerazione a_{SLV} dell'edificio, attraverso la formula riportata nel seguito, per il piano e la direzione di maggiore debolezza:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & \text{se } T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1)T_1}{SF_0 T_C} & \text{se } T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

Con:

T_1 periodo fondamentale di vibrazione della struttura

7.2.5 *Fattore di struttura e classe di duttilità (§C8.7.1.2 Circolare NTC) edifici esistenti in Muratura*

Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q (dinamica, statica o con metodi semplificati), il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_w/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_w/\alpha_1$ negli altri casi

Il valore di α_w/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

In assenza di calcoli ulteriori cautelativamente si assume α_w/α_1 pari a 1,5 (come peraltro suggerito dalla normativa):

Nel caso in esame si ha quindi:

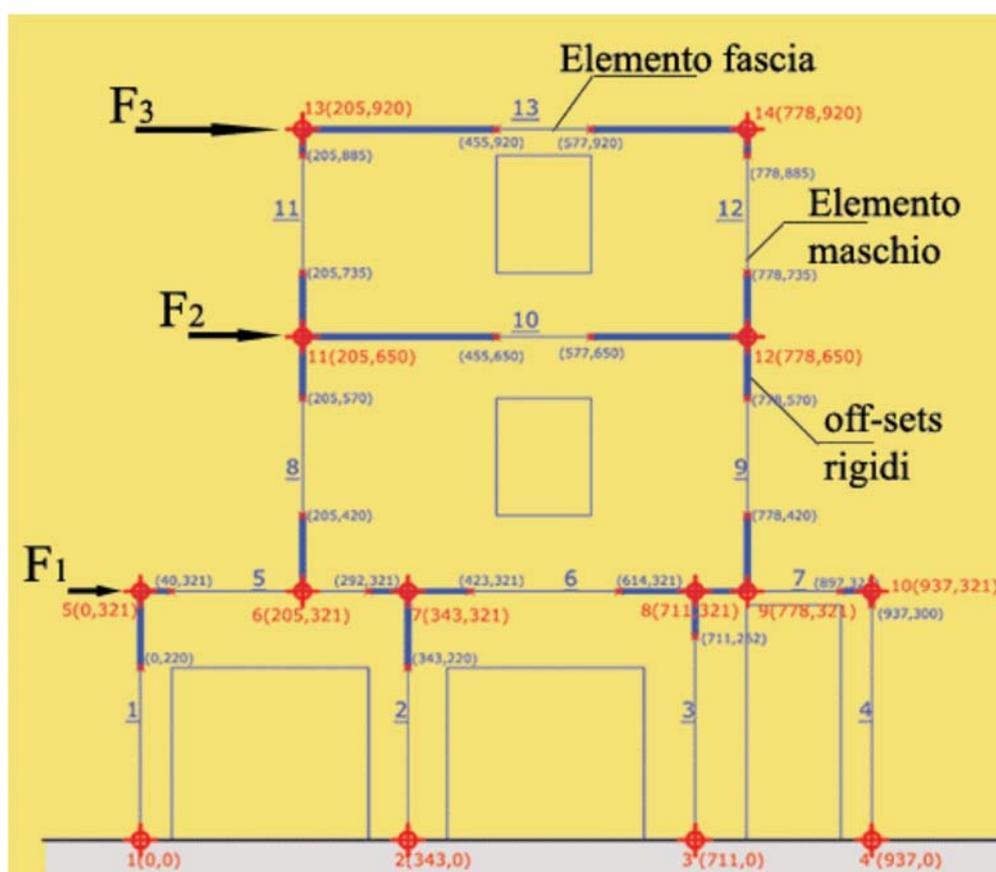
$$\mathbf{q = 2.25}$$

8 MODELLAZIONE NUMERICA

8.1 Criteri di modellazione

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un modello tridimensionale dell'edificio (utilizzato per l'analisi statica preliminare). Esso rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

Gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi in muratura (qualora efficacemente ammassate alle pareti), sono stati considerati nel modello. L'analisi è stata eseguita utilizzando **modelli a telaio equivalente**, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali sono state considerate infinitamente rigide.



Nella definizione del modello, gli elementi strutturali considerati “secondari” (scale, ecc.) e gli elementi non strutturali autoportanti (tramezzi), essendo tali da non modificare significativamente il comportamento della struttura, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa trascurando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale.

I solai più recenti dotati di soletta in c.a. spesso più di 4 cm (zona centrale) sono stati modellati come “infinitamente rigidi” attraverso l'uso di *constraints* del tipo *master-slave*. Lo stesso non è stato possibile fare per i solai originari in acciaio e laterizio privi di soletta.

Deformabile è stato considerato anche il piano di falda.

Tab. 23 – Schematizzazione dei solai

SOLAIO TIPO	PIANO	RIGIDO	NON RIGIDO
1A	I		x
2A	I	x	
3A	I		x
1B	II	x	
2B	II	x	
3B	II		x
1C	III		x
2C	III	x	
3C	III		x
Capriate	IV		x

La rigidezza degli elementi strutturali è stata calcolata tenendo conto sia della deformabilità a taglio che flessionale ed è stata assunta pari a quella dei corrispondenti elementi fessurati, effettuando un abbattimento del 50%.

Per massimizzare le sollecitazioni nella sovrastruttura si è ipotizzato un sistema di vincoli alla base costituito da **vincoli fissi**.

8.2 Denominazione del modello di calcolo

Nella tabella seguente si riporta la descrizione del modello utilizzato.

Tab. 24 – Modello agli elementi finiti.

Nome del file di input	Corpo	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
C1010_Contrasto_al_disagio-ATTUALE.vdml	Intero Edificio	Aste – telaio equivalente	Statica Lineare	- Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali per la combinazione delle azioni "controllate dall'uomo"
			Analisi Modale	-	Individuazione dei principali modi di vibrare e di tutti quelli in grado di mobilitare più

Nome del file di input	Corpo	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
					dell'85% della masse partecipante nelle due direzioni dell'edificio in muratura
			Sismica globale con metodi semplificati (LV1)	Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve - Spettro di accelerazione del sisma in dir X - Spettro di accelerazione del sisma in dir Y	Calcolo degli indicatori di rischio
	Macro-elementi (singoli paramenti)	Analisi limite dell'equilibrio	Analisi cinematica Lineare §C8A.4	Peso proprio strutture - Carichi permanenti - Sovraccarichi variabili, carico neve - Forze sismiche equivalenti	Verifica dei "meccanismi locali" "attivabili"

8.3 Codici di calcolo

I modelli dell'edificio sono stati eseguiti mediante il codice di calcolo PC.M 2013 sviluppato dalla *AEDES Software per Ingegneria Civile s.a.s.*

8.4 Affidabilità dei codici utilizzati

PC.M è un software dedicato alla risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).

Con PC.M è possibile analizzare staticamente e sismicamente strutture generiche, usufruendo di numerose funzionalità relative a geometria, materiali, vincolamento, carichi. Per le strutture in muratura, PC.M presenta particolari funzionalità, che consentono: - lo studio degli edifici con il modello a 'telaio equivalente' (sia nel piano, con modelli 2D, sia nello spazio). Il solutore di PC.M si compone di due parti. La prima parte, sviluppata da AEDES e integrata in PC.M, provvede alla creazione della matrice di rigidezza del sistema. E' così possibile tenere conto di aspetti tipici degli edifici in muratura (ad esempio: deformabilità a taglio, indispensabile per strutture 'tozze' quali i maschi murari; rigidezze fessurate (percentuali delle rigidezze elastiche); zone rigide agli estremi dell'asta distinte nei due piani di flessione; gradi d'incastro interno, per schematizzare aste semi-incastrate; aste infinitamente rigide; assemblaggi di rigidezze per pareti geometricamente 'spezzate' per le quali si voglia comunque considerare la continuità strutturale). Nella costruzione delle matrici di rigidezza, PC.M segue algoritmi ampiamente testati, analoghi alle procedure SAP (Berkeley, California). La seconda parte è costituita dal solutore numerico vero e proprio, ed è dedicata alla risoluzione dei sistemi lineari e dei problemi agli autovalori legati alle analisi modali. Al fine di garantire la massima robustezza di calcolo, e rispettare i requisiti di qualità richiesti al software, AEDES integra un solutore di livello internazionale, di ampio spettro applicativo e con

estesa e dettagliata documentazione di validazione: FEMTools Ó Dynamic Design Solutions. Nell'ambito del software PC.M, FEMTools esegue le analisi agli autovalori con il metodo di Lanczos e la risoluzione dei sistemi lineari con la tecnica delle matrici sparse.

Il programma è dotato di manuali esaustivi sull'utilizzo e sul funzionamento del software. La sua grande versatilità sulla possibilità di rappresentazione dei risultati in maniera sintetica, mediante mappe a colori, grafici ecc., consente di effettuare un controllo efficace sulla correttezza della modellazione eseguita.

8.5 Validazione dei codici utilizzati

8.5.1 Valutazione della correttezza dei modelli

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

8.5.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcoli di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

8.6 Informazione generali sull'elaborazione

8.6.1 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo PCM. In particolare è stata eseguita la seguente procedura:

- *definizione del modello in pianta su file DXF (in ambiente CAD) a partire dal disegno di rilievo strutturale;*
- *importazione in PC.M per il completamento dei dati geometrici nel modello a 'pareti';*
- *creazione del modello strutturale a 'telaio equivalente';*
- *completamento e controllo dei dati;*
- *esecuzione dell'analisi e verifiche di sicurezza.*

8.6.2 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il kilonewton [kN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi.

8.6.3 Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione

longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto. Non sono stati utilizzati sistemi di riferimento locali.

8.6.4 Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. Al fine di massimizzare sulla sovrastruttura le azioni sismiche, sono stati introdotti, per gli elementi a contatto con il terreno, vincoli di incastro perfetto.

8.6.5 Modellazione dei materiali

Ai fini dell'analisi strutturale i materiali sono stati modellati come materiali omogenei ed isotropi, caratterizzati dai seguenti parametri:

a) Muratura originaria: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

- tensione media a rottura per compressione: $f_m = 3,20 \text{ MPa}$
- tensione media a rottura per taglio puro: $\tau_0 = 0,06 \text{ MPa}$
- peso per unità di volume: $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elastic. normale secante: $E_m = 1500 \text{ MPa}$
- modulo di elastic. tang. secante: $G_m = 500 \text{ MPa}$

b) Muratura inclusioni in pietrame lato Ovest

- tensione media a rottura per compressione: $f_m = 2,10 \text{ MPa}$
- tensione media a rottura per taglio puro: $\tau_0 = 0,04 \text{ MPa}$
- peso per unità di volume: $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elastic. normale secante: $E_m = 1305 \text{ MPa}$
- modulo di elastic. tang. secante: $G_m = 435 \text{ MPa}$

c) Muratura dei pilastri al piano terra placcati

- tensione media a rottura per compressione: $f_m = 9,36 \text{ MPa}$
- tensione media a rottura per taglio puro: $\tau_0 = 0,22 \text{ MPa}$
- peso per unità di volume: $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elastic. normale secante: $E_m = 4388 \text{ MPa}$
- modulo di elastic. tang. secante: $G_m = 1463 \text{ MPa}$

d) Muratura dei pilastri al piano terra non placcati

- tensione media a rottura per compressione: $f_m = 6,24 \text{ MPa}$
- tensione media a rottura per taglio puro: $\tau_0 = 0,15 \text{ MPa}$
- peso per unità di volume: $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elastic. normale secante: $E_m = 2925 \text{ MPa}$
- modulo di elastic. tang. secante: $G_m = 975 \text{ MPa}$

8.6.6 Elementi finiti

Per la modellazione di pilastri e travi sono stati impiegati solo elementi monodimensionale di tipo BEAM

Gli elementi strutturali secondari – quali solai e scale – non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carichi agenti sulla struttura

principale.

9 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§ 2.2. Direttiva 9 febbraio 2011)

9.1 Valutazione della vulnerabilità sismica - procedure

*Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad **interventi di miglioramento**, a riparazioni o ad **interventi locali** (punto 8.4 delle NTC). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti. Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi livelli di valutazione:*

- **LV2 (riparazione o intervento locale)** - valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- **LV3 (intervento di miglioramento)** - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato 6 attraverso il percorso della conoscenza (§ 4); le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

E' necessario valutare, coerentemente con quanto definito nel § 2.4, la vita nominale rispetto alla quale il manufatto può essere considerato sicuro nei riguardi dei diversi stati limite, a seguito dell'intervento di miglioramento sismico, della riparazione o dell'intervento locale. La vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere

considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato (tenendo conto, attraverso il coefficiente d'uso, della funzione svolta dal manufatto). Il committente deve essere consapevole del significato di questa vita nominale (anche in relazione a quella normalmente assunta per gli edifici ordinari), delle sue implicazioni in termini di protocolli di manutenzione e, in particolare, delle future verifiche che dovranno essere nuovamente eseguite entro la scadenza della vita nominale. Esistono manufatti d'interesse storico-artistico nei quali vengono svolte funzioni strategiche o rilevanti (ospedali, scuole, caserme, ecc). L'adozione del miglioramento, in deroga all'adeguamento, in linea di principio consiste semplicemente nell'accettare per l'edificio una vita nominale più breve, ma è evidente che se questa scende al di sotto di certi limiti la probabilità annuale di occorrenza del terremoto che porta allo SLV potrebbe risultare troppo elevata, oltre al problema di dover procedere in tempi ravvicinati ad una nuova verifica.

Analisi del rischio sismico del patrimonio culturale		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Valutazione a scala territoriale dell'indice di sicurezza sismica	LV1	Modelli semplificati (a base meccanica, statistica o qualitativa)
Accertamento di dettaglio della sicurezza sismica sul singolo manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale
Progettazione di interventi di miglioramento sismico		
Finalità dell'analisi	Livello di valutazione minimo	Modello di calcolo
Interventi locali o di riparazione su zone limitate del manufatto	LV2	Meccanismi locali di collasso su singole porzioni di manufatto
Interventi di miglioramento che coinvolgono il funzionamento sismico dell'intero manufatto	LV3	Meccanismi locali di collasso esaustivi. Modello globale

9.2 Metodologia

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Nel caso in esame le verifiche agli SLU verranno condotte per SLV mentre quelle agli SLE verranno condotte solo per SLO in termini di contenimento del danno degli elementi non strutturali.

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza

strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nei relativi paragrafi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 delle NTC, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

9.3 Criteri di verifica

Le opere strutturali verranno verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

9.3.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

9.3.2 Stati limite in assenza di sisma

Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

1. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
2. spostamenti o deformazioni eccessive;
3. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
4. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
5. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
6. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
7. instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Stati Limite di Esercizio

Gli *stati limite di esercizio (SLE)* corrispondono a condizioni oltre le quali i requisiti funzionali specificati per una struttura o un elemento strutturale non sono più soddisfatti. Solitamente, gli SLE concernono il funzionamento della struttura o degli elementi strutturali in condizioni di esercizio normale, il comfort delle persone, l'aspetto delle costruzioni.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLE:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione

9.3.3 Stati Limite in presenza di azioni sismiche

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: **due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali.**

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per la verifica nei confronti dello SLV si farà riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da probabilità di eccedenza del 10%.

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Per la verifica nei confronti dello SLD si farà riferimento ad azioni sismiche caratterizzate da una probabilità di eccedenza del 63%.

Stato limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Stato Limite di danno ai beni Artistici (stato limite di servizio – SLA):

Possono sussistere ragioni di tutela di specifiche opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.), per la protezione delle quali è opportuno introdurre uno specifico Stato Limite di danno ai beni Artistici, SLA, così definito: a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

Per la verifica nei confronti dello SLA si potrà fare riferimento ad azioni sismiche caratterizzate dalla probabilità di eccedenza relativa allo stato limite di danno ($P_{VR}=63\%$), ma valutate su un periodo di riferimento per i beni artistici $V_{RA}=nV_R$, ovvero modificando il periodo di riferimento V_R tramite il coefficiente n . Questo coefficiente rappresenta il numero n di cicli di controllo effettuati su quel particolare bene artistico nell'intervallo di tempo normalmente adottato per il monitoraggio dello stato di conservazione degli apparati decorativi, dei relativi supporti e di elementi architettonici in muratura o materiale lapideo di particolare fattura.

Modificare il periodo di riferimento corrisponde ad assumere per la verifica dello SLA, che a tutti gli effetti deve essere considerato indipendente dallo SLD, una probabilità di eccedenza sul periodo di riferimento $V_R=V_N C_U$ differenziata in funzione di n : $P_{VR}=1-0.37^{1/n}$.

L'obiettivo è assumere un periodo di ritorno TR maggiore (azione sismica più gravosa) in presenza degli apparati decorativi più significativi, quelli caratterizzati da cicli di controllo più frequenti (n più elevato); in altre parole, la maggiore attenzione per un bene artistico costituisce una misura della sua rilevanza. In ogni caso non dovranno mai essere assunti valori di TR maggiori di quelli corrispondenti allo SLV (ovvero valori di $P_{VR}<10\%$).

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Con una verifica nei confronti dello SLV si garantisce non solo l'incolumità delle persone ma la stessa conservazione del manufatto, che potrà essere restaurato a seguito dell'evento. La verifica nei confronti dello SLD è considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la danneggiabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile. Nel caso in cui siano presenti elementi di valore artistico in alcune parti della costruzione, la valutazione dello SLA andrà eseguita esclusivamente in quelle zone, attraverso modelli locali su parti strutturalmente autonome (una tale sottostruttura verrà definita macroelemento; essa può corrispondere ad elementi architettonici, ma più in generale andrà riconosciuta sulla base di una lettura costruttiva e storica della costruzione).

In conclusione:

- la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;
- la valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;
- la valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta, esclusivamente a livello locale, nelle parti della costruzione in cui sono presenti elementi di particolare valore storico artistico; gli organi di tutela possono richiedere un livello di protezione sismica differenziato, in relazione alla rilevanza storico-artistica di tali elementi, prendendo in considerazione nei casi più significativi anche l'azione sismica per lo SLV.

9.4 Obiettivi e metodi

Per valutare il livello di sicurezza dell'edificio esistente in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposto durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti sulla costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

2) definizione dei modelli di calcolo:

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni;
- 3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;**
 - analisi elastica lineare per azioni non sismiche;
 - metodo semplificato (LV1);
 - analisi cinematica;
- 4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**
 - controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
 - verifiche di sicurezza degli elementi strutturali;
 - controllo della compatibilità degli spostamenti;
 - verifiche relative agli elementi non strutturali;
 - verifiche di sicurezza geotecniche.

9.5 Sintesi dei risultati

9.5.1 Risultati dell'analisi lineare elastica

La verifica ha dato esito positivo per tutti gli elementi ad eccezione dei pilastri in muratura al piano terra, non placcati. Si consiglia per essi di realizzare un rinforzo strutturale mediante placcaggio.

Nel seguito si riporta il prospetto riassuntivo delle verifiche eseguite.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi ris...		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifiche di Resistenza		
[§4.5.5]	CCC 1 / 9	
PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	99.1%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]		
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	1.010	100%
PressoFlessione Ortagonale (da modello 3D)	1.926	100%
PressoFlessione Ortagonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]		
Chiudi		

9.5.2 Risultati dell'analisi modale

L'analisi è stata volta alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni.

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{,1} + G_{,2} + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j}).$$

Per l'analisi è stato adoperato il metodo ideato da Lanczos che prevede una normalizzazione rispetto alle masse.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1). I modi sono stati poi combinati con una CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1) al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi.

L'analisi dinamica del modello numerico descritto ai paragrafi precedenti ha permesso la determinazione delle frequenze principali e dei relativi modi di vibrare della struttura. Essi sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 25 – Modi di vibrare propri fondamentali

N. Modo	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	massa part. in X [%]	massa part. in Y [%]	Direzione principale
1	0.517	1.934	0.0	78.5	Prima flessionale in dir. trasversale
2	0.446	2.242	80.9	0.0	Prima flessionale in dir. longitudinale
3	0.401	2.493	0.0	0.1	Seconda flessionale in dir. trasversale
4	0.172	5.814	0.0	12.5	Terza flessionale in dir. trasversale
5	0.144	6.944	13.1	0.1	Prima torsionale
Totale			94.0	91.2	

Come si evince dalla tabella la struttura presenta rigidzze molto diverse nei due piani a causa della scarsità di setti trasversali, infatti il primo modo (ma anche il III ed il IV) è nel piano di minima inerzia (Est-Ovest):

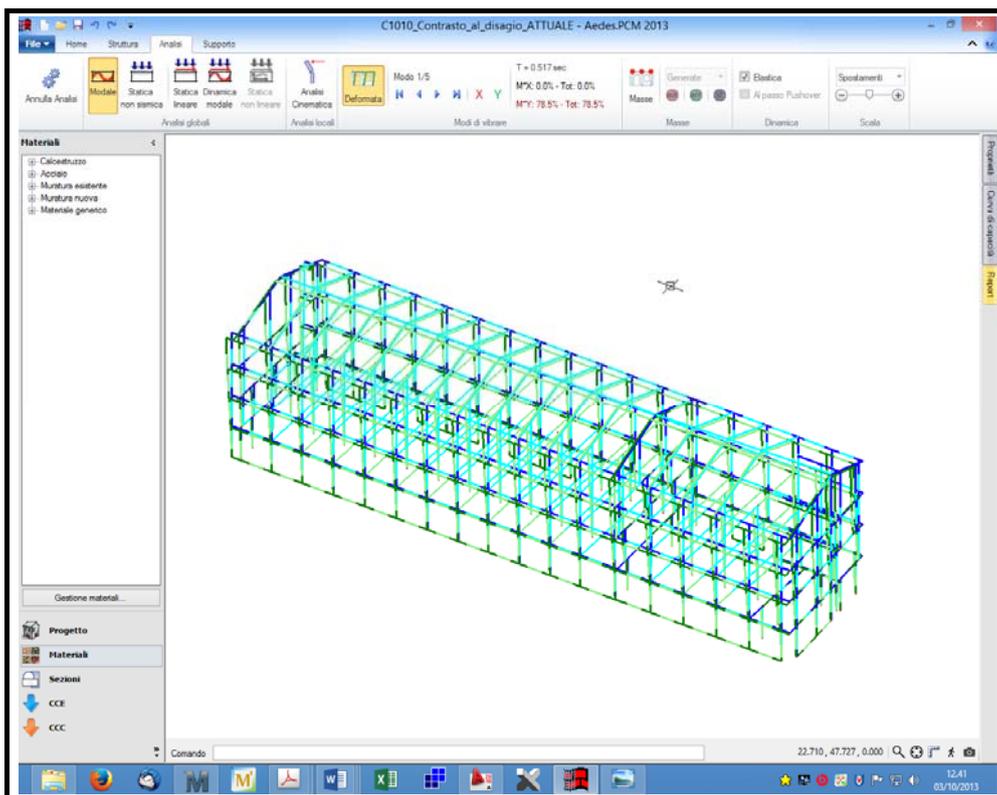


Figura 7 – Modo di vibrare n.1- Principale in dir. trasversale

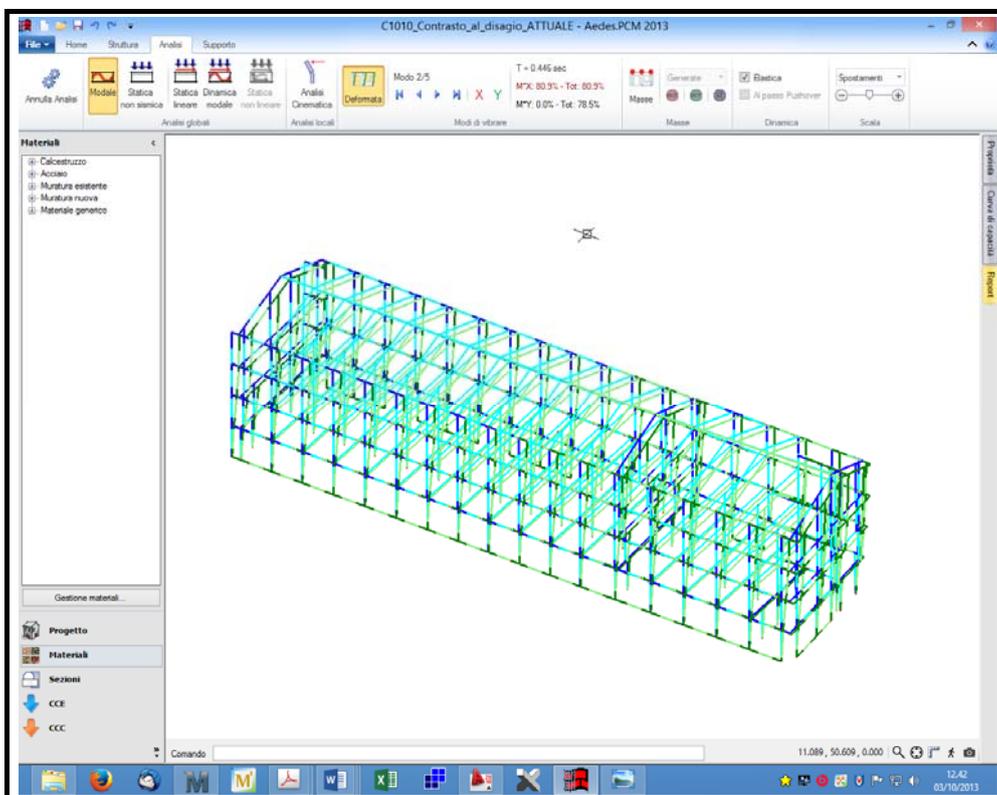
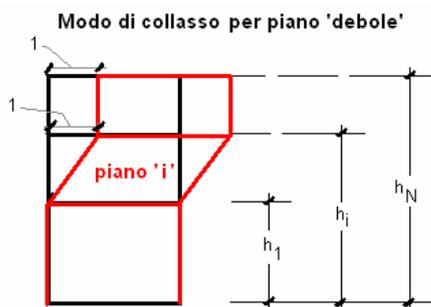


Figura 8 – Modo di vibrare n.2- Principale in dir. longitudinale

9.5.3 Risultati dell'analisi sismica semplificata (LV1)

La modalità di collasso dell'edificio è risultato essere quella per “**piano debole**”:



Il piano più “debole” è risultato essere l'ultimo piano (quarto) in direzione “Y” (trasversale) con un indice di rischio di 0.301:

si ha a disposizione una capacità di:

$$PGA_{CDV} = 0.066 \text{ g}$$

$$(T_{R,CLV}) = 31$$

Indicatori di Rischio Sismico (I.R.):

- in termini di PGA: $(PGA_{CLV} / PGA_{DLV}) = 0.066 \text{ g} / 0.219 \text{ g} = 0.301$

- in termini di TR : $(T_{R,CLV} / T_{R,DLV}) = 31 / 712 = 0.044$

Tali valori corrispondono ad una vita nominale molto bassa e pari a:

$$V_N = 2 \text{ anni}$$

10 VERIFICHE IN ASSENZA DI SISMA (STR)

10.1 Verifiche SLU della muratura

Per le verifiche statiche non sono state considerate azioni orizzontali e quindi le verifiche sono ridotte a verifiche a pressoflessione complanare e ortogonale (eccentricità convenzionale pari a $h/200$) e taglio per fessurazione diagonale.

10.1.1 Verifica a pressoflessione nel piano [§ 4.5.6. NTC]

La sintesi delle verifiche eseguite è consegnata in allegato.

La seguente figura illustra graficamente i risultati (i maschi risultano colorati in verde se la verifica risulta soddisfatta, in rosso in caso contrario).

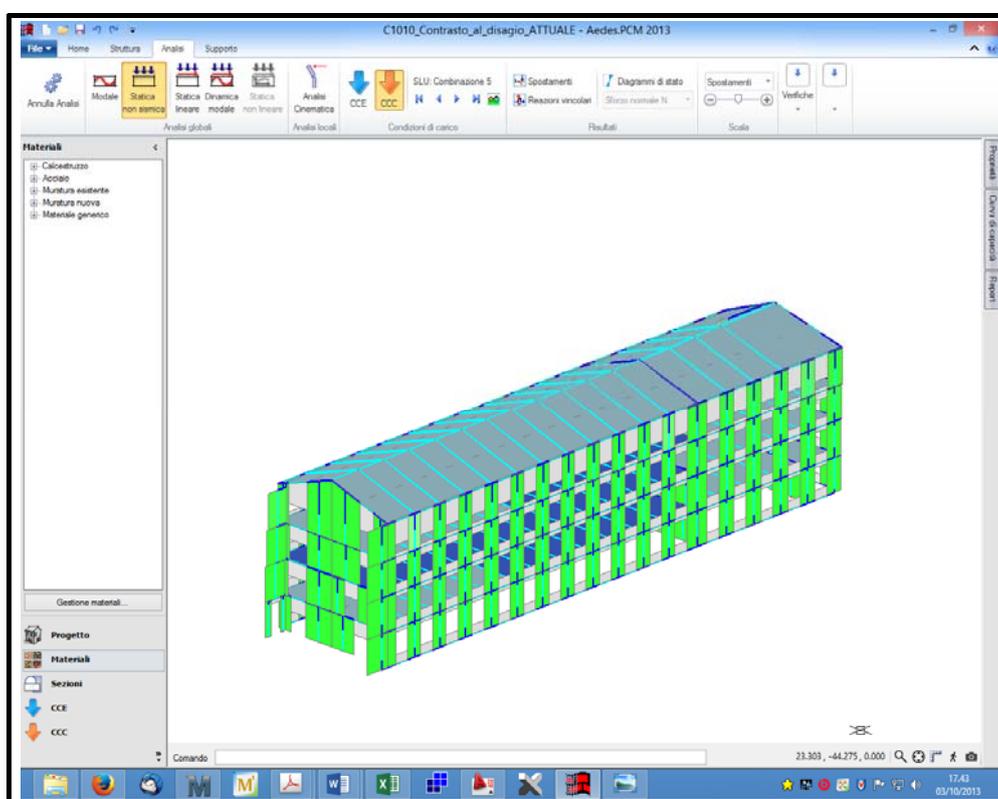


Figura 9– Verifica a presso flessione nel piano

Il coefficiente globale di sicurezza a presso flessione complanare è 0.00 ($\ll 1$) a causa della crisi dei pilastri del piano terra non placcati; In realtà la verifica per tutti gli altri elementi risultano soddisfatte (99.6%) ciò equivale a dire che la struttura è sostanzialmente in grado di resistere alle sollecitazioni di questo tipo a patto di rinforzare gli elementi che presentano delle carenze specifiche.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nell'Allegato 01.

10.1.1 Verifica a taglio per fessurazione diagonale [NTC § 4.5.6.]

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rd} = V_u = l \cdot t \cdot f_d / b \cdot (1 + \sigma_0 / f_{td})^{0.5}$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- $f_{td} = f_t / (FC \cdot \gamma_M)$ è il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t, l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.
- $\gamma_M = 2$ è il coefficiente del materiale per le verifiche agli Stati Limite Ultimo in presenza di sisma.
- FC = 1.09 è il fattore di confidenza

La seguente Fig. illustra graficamente i risultati.

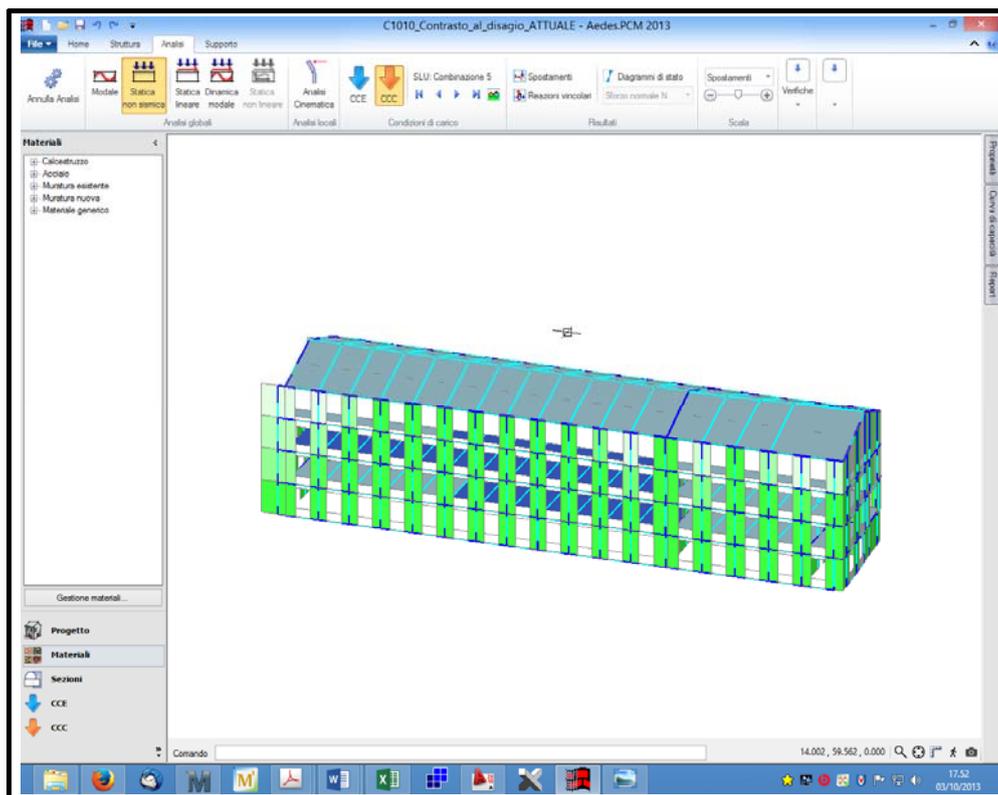


Figura 10– Verifica a taglio per fessurazione diagonale

Il coefficiente globale di sicurezza a taglio per fessurazione diagonale è 1.042(>1); ciò equivale a dire che la struttura è in grado di resistere ad azioni di intensità pari a quella prevista dall'attuale Normativa.

10.1.2 Verifica a pressoflessione fuori piano [NTC § 4.5.6.2]

La figura seguente mostra in sintesi i risultati delle verifiche (in verde se soddisfatta, in rosso in caso contrario).

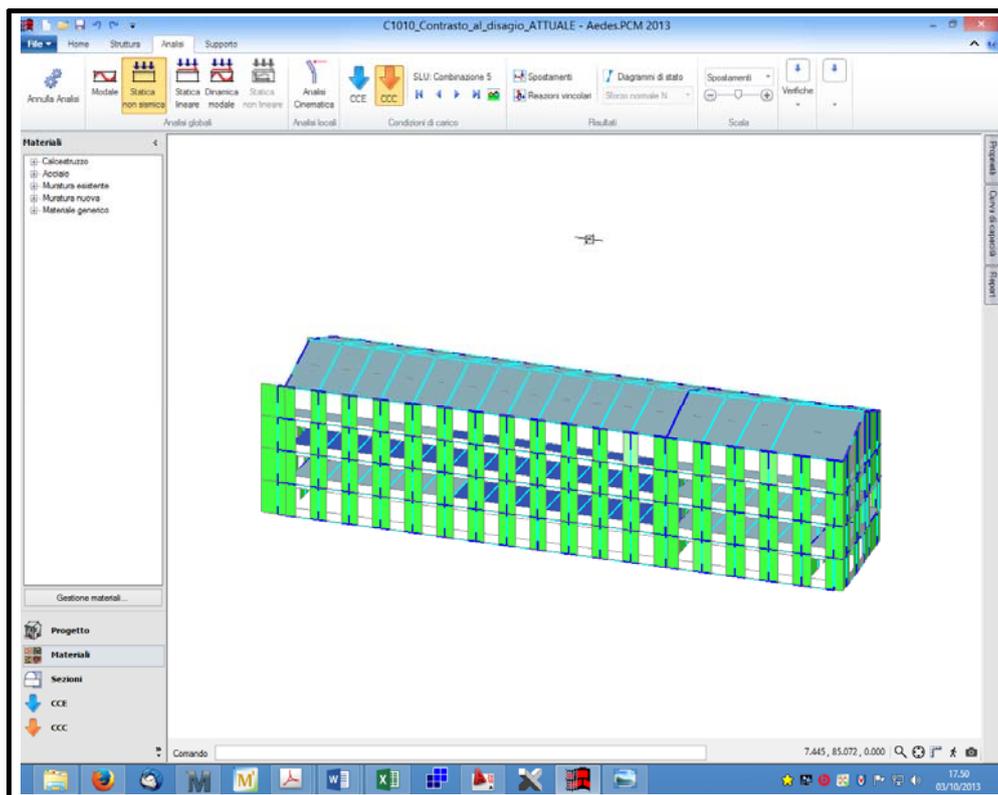


Figura 11– Verifica a presso flessione ortogonale

Il coefficiente globale di sicurezza a presso flessione ortogonale è 2.101 (>1); ciò equivale a dire che la struttura è in grado di resistere anche alle azioni convenzionali di flessione fuori piano indotte dai carichi gravitazionali.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nell'Allegato 01.

11 VERIFICHE SISMICHE (STR)

11.1 Verifiche globali – SLV (metodo semplificato (LV1))

La verifica più critica è risultata per “collasso uniforme” dei maschi dell’ultimo piano (IV piano), in direzione trasversale (Y).

A fronte di una domanda pari a:

$$PGA_{DLV} = 0.219 \text{ g}$$

$$(TR_{DLV}) = 712$$

si ha a disposizione una capacità di:

$$PGA_{CDV} = 0.066 \text{ g}$$

$$\text{capacità } (TR_{CLV}) = 31$$

Indicatori di Rischio Sismico (I.R.):

- in termini di PGA: $(PGA_{CLV} / PGA_{DLV}) = 0.066 \text{ g} / 0.219 \text{ g} = \mathbf{0.301}$

- in termini di TR : $(TR_{CLV} / TR_{DLV}) = 31 / 712 = \mathbf{0.044}$

Tali valori corrispondono ad una vita nominale molto bassa e pari a:

$V_N = 2$ anni

11.2 Verifica di collasso per meccanismi locali (Analisi Cinematica Lineare)

La valutazione della sicurezza sismica dell’edificio è stata eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all’analisi dei meccanismi locali di collasso (cinematismi). Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d’insieme del fabbricato, possono spesso essere causa del collasso. L’individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici è stata fatta attraverso la ricerca di sconessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria. Esse, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano come “monoliti” suscettibili di instabilità.

Nel caso in esame è stato individuato un possibile meccanismo di rottura che può interessare i due prospetti: Prospetto Est (Paramento “A”) e Prospetto Ovest (Paramento “B”):

A) Meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica: (meccanismo che può interessare le pareti longitudinali che non sono trattenute efficacemente in testa da cordoli e soffrono la carenza di collegamento a causa dell’assenza quasi assoluta di pareti ortogonali.

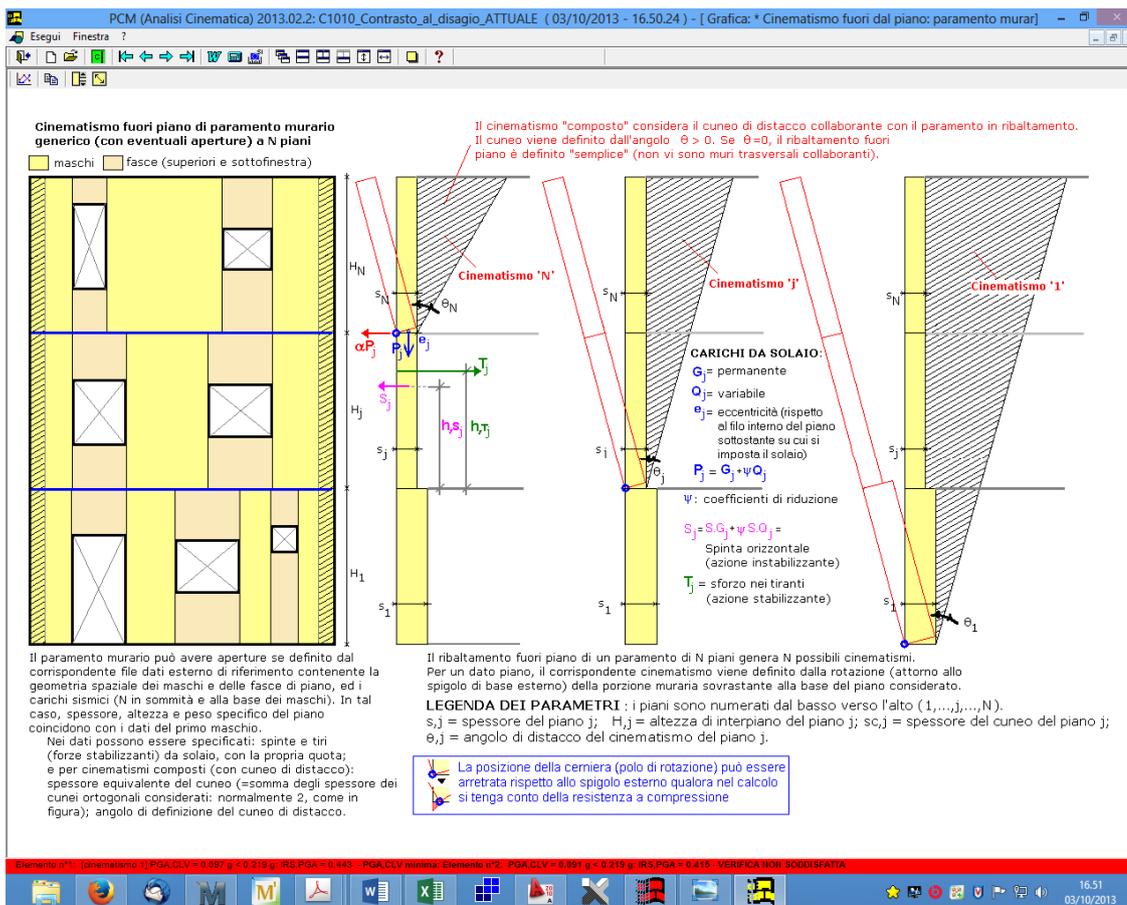


Figura 12- Meccanismo di rottura per ribaltamento

La verifica è stata condotta con l’ausilio del modulo **ESP** integrato all’interno del software PCM. I risultati delle verifiche sono riportate in sintesi nella tabella seguente:

Tab. 26 – Verifiche per rotture “locali” in termini di PGA

Paramento	PGAc g	PGAd g	PGAc / PGAd
A (Prospetto Est)	0,122	0,219	0,443
B (Prospetto Ovest)	0,091	0,219	0,415

Tab. 27 – Verifiche per rotture “locali” in termini di TR

Paramento	TRc anni	TRd anni	TRc/TRd
A (Prospetto Est)	89 (VN= 6 anni)	712	0,125
B (Prospetto Ovest)	80 (VN= 6 anni)	712	0,114

La verifica risulta non soddisfatta.

La PGA associata risulta comunque maggiore a quella trovata per la crisi globale, quindi non vi saranno meccanismi locali prima del collasso globale.

12 VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE (GEO)

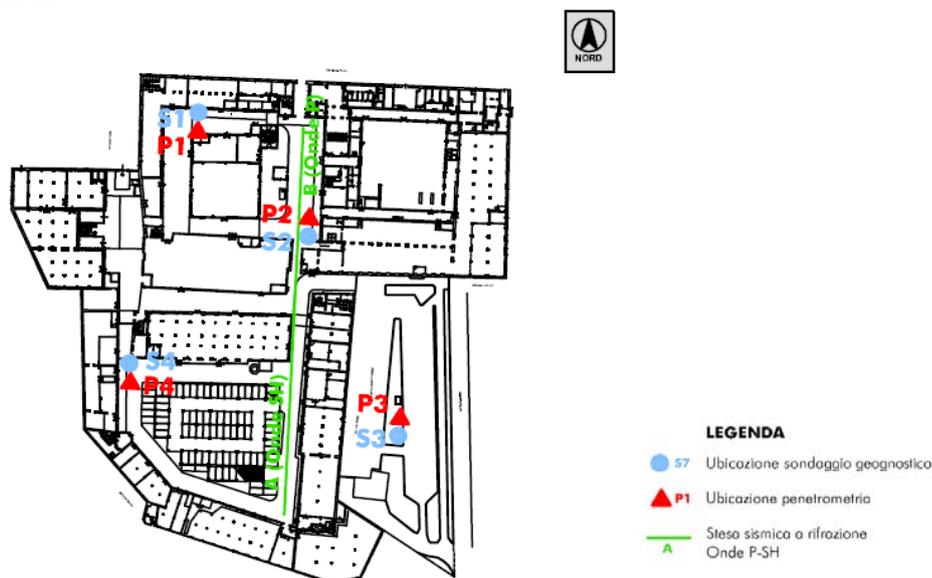
12.1 Studio geologico e Indagini geognostiche

I dati geologici e geotecnici dell'area intervento sono stati desunti da una campagna di indagini esistente eseguita dai Dott.ri Geol.i *Francesco ROSSI e Luigi GIAMMATTEI (INGEO)* nel febbraio 2010 eseguita a supporto del Progetto Definitivo *PIUSS Lucca Dentro*.

In particolare relativamente all'edificio in esame sono state eseguite le seguenti prove:

- N. 1 prove penetrometriche di tipo statico (CPT) approfondite in modalità dinamica superpesante (DPSH);
- N. 1 sondaggi a carotaggio continuo approfondito fino a 10 m;
- N. 1 campione indisturbato prelevato durante i sondaggi geognostici e successivamente analizzato in laboratorio per la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche.

I risultati degli studi e delle indagini di cui sopra sono stati presi a riferimento per determinare la classificazione della categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica, per eseguire le verifiche geotecniche e per stabilire l'interazione fondazione-sovrastuttura.



12.2 Descrizione dell'area

La città di Lucca è situata nella porzione occidentale di una pianura alluvionale, detta "Piana di Lucca", che è solcata dal fiume Serchio, ed è delimitata a nord dai monti denominati "Pizzorne", costituenti i primi rilievi dell'Appennino Tosco-Emiliano.

L'area di indagine è ubicata nei pressi del Centro Storico della città di Lucca, ad una quota di circa 15.0 metri s.l.m.

Essa è caratterizzata dal punto di vista geologico dalla presenza di depositi alluvionali olocenici (alluvioni del fiume Serchio).

12.3 Descrizione delle opere di fondazione

Le fondazioni sono di tipo “continuo in muratura mista di pietrame e laterizio” disposti su filari pressochè regolari legati da malta di buone caratteristiche meccaniche.

12.4 Stratigrafia

Le indagini condotte e descritte nella relazione geologico-tecnica redatta dalla INGEO “Ingegneri e geologi associati” a firma dei Dott.ri Geol.i *Francesco ROSSI e Luigi GIAMMATTEI (INGEO)* hanno evidenziato una buona omogeneità stratigrafica sia orizzontale che verticale.

Fatta eccezione per le aree che ricadono all'esterno delle mura urbane, in cui dal piano campagna fino ad una profondità di circa 4m si osserva un orizzonte costituito da limi sabbiosi argillosi localmente noti con il nome di “Bellettone”, nelle restanti verticali indagate dal piano campagna fino a circa 1,80 / 3,6m di profondità è stata riscontrata la presenza di un orizzonte limo sabbioso con numerosi frammenti di laterizi che va a costituire un terreno di riporto di un'epoca storica recente.

Oltre, fino a circa 4,10m / 7,0m dal piano campagna troviamo il “Bellettone” che sormonta un orizzonte di spessore medio di circa 15,0 m costituito da ciottoli, ghiaie e sabbie addensate che rappresenta depositi olocenici di alta energia del fiume Serchio e che costituiscono l'acquifero principale della pianura lucchese; questi sono confinati alla base (a partire da 18,0 a 20,0m dal p.c.) dall'orizzonte argilloso impermeabile dei depositi fluvio-lacustri.

A maggior chiarimento, si riporta di seguito la descrizione dei terreni che compongono la successione stratigrafica usata per la modellazione e le verifiche geotecniche, in cui sono indicate le quote, le potenze e le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati (Prova penetrometrica P3):

da 0.00 a 1.40 m di profondità: preforo;

STRATO 1 - da 1.40 a 3.20 m di profondità: limo sabbioso argilloso con laterizi (“Bellettone” con laterizi);

STRATO Y - da 2,20 a 2.60 m di profondità: riporto grossolano antico;

STRATO 2 - da 3.20 a 3.60 m di profondità: limo sabbioso argilloso (“Bellettone”);

STRATO 3 - da 3.60 a 10.00 m di profondità: ciottoli e ghiaie e sabbie in matrice limo sabbiosa da mediamente addensate ad addensate.

Dal punto di vista idrogeologico, dati bibliografici riportano una sottogiaccenza della falda acquifera variabile tra 1,00 m e 4,00 m di profondità dal piano campagna (Provincia di Lucca, studio “*Tutela dell'inquinamento dei corpi idrici sotterranei della pianura di Lucca*” 1996; Comune di Lucca, Piano strutturale comunale, 2001-Tav A1), a seconda dei periodi di massima e minima ricarica dell'acquifero. Questi dati sono stati confermati dalle misure in sito effettuate durante la campagna geognostica che hanno evidenziato la presenza della **falda acquifera a profondità comprese tra 1,30 e 3,0 metri dal piano campagna.**

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni dei Dott.ri Geol.i *Francesco ROSSI e Luigi GIAMMATTEI (INGEO)*.

12.5 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei vari strati di terreno risultano:

STRATO 1 - da 1.4 a 3.2 m sotto il p.c. (piano di posa della fondazione)

- angolo di attrito interno: $\phi = 0^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0.39$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 19.00$ kN/m³

STRATO 2 - da 3.2 a 3.6 m sotto il p.c.

- angolo di attrito interno: $\phi = 28.5^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0.25$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 19.00$ kN/m³

STRATO 3 - da 3.6 a 10.0 m sotto il p.c.

- angolo di attrito interno: $\phi = 35^\circ$;
- coesione non drenata: $c_u = 0$ daN/cm²
- peso naturale del terreno: $\gamma_n = 19.50$ kN/m³

12.6 Suscettibilità alla liquefazione

Vista la natura del terreno si può escludere la suscettibilità alla liquefazione.

12.7 Categoria di sottosuolo per la definizione dell'azione sismica (§ 3.2.2 NTC)

Dai calcoli svolti si ricava un valore di $V_{s,30}$ di circa **327.4 m/s**; ai sensi del D.M. 14.01.2008 l'area di indagine risulta ricadere nella Categoria di Suolo **C**:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina”.

12.8 Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.2 NTC)

L'esame della morfologia e della configurazione del terreno circostante consente di stabilire la categoria topografica del sito in esame:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

12.9 Verifica delle fondazioni

Come indicato nel § C.8.A.5.11 della circolare delle NTC, “l'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”, quindi è in genere possibile omettere le verifiche in fondazione quando nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a

cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza.

Entrambe queste circostanze sono ampiamente soddisfatte anche in virtù delle buone caratteristiche meccaniche del terreno di sedime.

13 CONCLUSIONI

13.1 Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

13.1.1 Stato dell'edificio

Nei capitoli precedenti è stata descritta la campagna d'indagini diagnostiche eseguita su una porzione di edificio facente parte del complesso dell'Ex Manifattura Tabacchi di Lucca prospiciente piazza della Cittadella, operazione questa di supporto al progetto esecutivo di restauro statico e funzionale della stessa.

La porzione oggetto della presente relazione è parte (edificio di testata) di un aggregato edilizio costituito da più unità strutturali caratterizzate da un comportamento dinamico tutto sommato simile non essendoci rientranze, sfalsamenti dei solai e differenze di altezze significative, nonostante cambi il tipo di muratura.

La porzione interessata dall'intervento è quella di estremità (porzione più a Nord). Dal punto di vista strutturale essa non può essere considerata "regolare" né in pianta né in elevazione.

Le indagini visive unite alle prove sperimentali eseguite hanno restituito un quadro complessivo confortante dal punto di vista dello stato di conservazione delle murature costituenti i vari corpi di fabbrica dell'edificio, nonostante segni di degrado superficiale dovuti in gran parte all'abbandono di cui è stato oggetto il fabbricato nell'ultimo decennio.

La campagna di indagini eseguita ha consentito di ricostruire l'esatta geometria della sezione trasversale dei maschi murari nel corpo di fabbrica fornendone con buona approssimazione le caratteristiche meccaniche (muratura in mattoni pieni ad eccezione di alcune "inclusioni" in pietrame nel prospetto Ovest). Esse sono da ritenersi buone e compatibili con le sollecitazioni indotte dai carichi permanenti ed i sovraccarichi previsti per la particolare destinazione d'uso. Nei confronti di tali azioni, sono stati determinati coefficienti di sicurezza sufficienti ad eccezione dei pilastri non placcati del piano terra, per i quali si suggerisce un rinforzo nella prospettiva di un futuro utilizzo dei piani superiori.

Si segnala comunque l'assenza di lesioni significative o di disgregazione della compagine muraria.

Nonostante però lo stato di conservazione discreto e la buona attitudine della muratura a resistere ai carichi gravitazionali (ad eccezione dei tre pilastri in muratura non placcati al piano terra), l'edificio presenta diversi elementi di vulnerabilità rispetto alle azioni orizzontali provocate da eventuali eventi sismici. Spicca tra tutti la presenza di un numero insufficienti di setti nella direzione trasversale (Est-Ovest). Questo provoca da una parte una forte differenza di rigidità dell'edificio nei due piani principali, dall'altra lo rende vulnerabile alla formazione di cinematici (meccanismi locali) delle pareti longitudinali non trattenute né da ritegni trasversali né a livello di piano a causa dell'assenza dei cordoli. A queste carenze si aggiunge la mancanza di un piano "rigido" in corrispondenza dei solai delle due porzioni di estremità (solai originari in acciaio e voltine) che porta ad una ridotta capacità di redistribuzione delle azioni con rischio di crisi per taglio delle colonne centrali. L'azione sismica potrebbe infatti non riuscire in questo caso a "migrare" ai maschi perimetrali dotati di maggiori risorse.

Come già detto, l'assenza di sufficienti ritegni trasversali per i maschi longitudinali (interasse pari addirittura a 48 m) espone la struttura al rischio di rotture locali per flessione fuori del piano della parete, quindi a "collassi locali" per ribaltamento rigido.

(La presenza comunque di campi di solaio sufficientemente "rigidi" nella parte centrale mitiga di fatto questo rischio).

13.1.2 Possibili interventi per ovviare alle carenze strutturali riscontrate

Di seguito si descrive l'intervento ritenuto necessario:

- a. Placcaggio dei tre pilastri in muratura nell'estremità Nord al piano terra; placcaggio da realizzarsi con una camicia in c.a. spessa 10 cm opportunamente armata;

Infine, si raccomanda nel corso dei lavori di realizzare un controllo sistematico delle zone di ammorsamento dei muri e degli appoggi degli orizzontamenti operando le riparazioni del caso con malte antiritiro e sostituzione dei blocchi mediante la tecnica del *cuci-scuci*, al fine di un miglioramento del comportamento globale.

14 APPENDICE– IMMAGINI MODELLO FEM

14.1 Modello agli elementi finiti dell'intero edificio (software P.C.M. 2013)

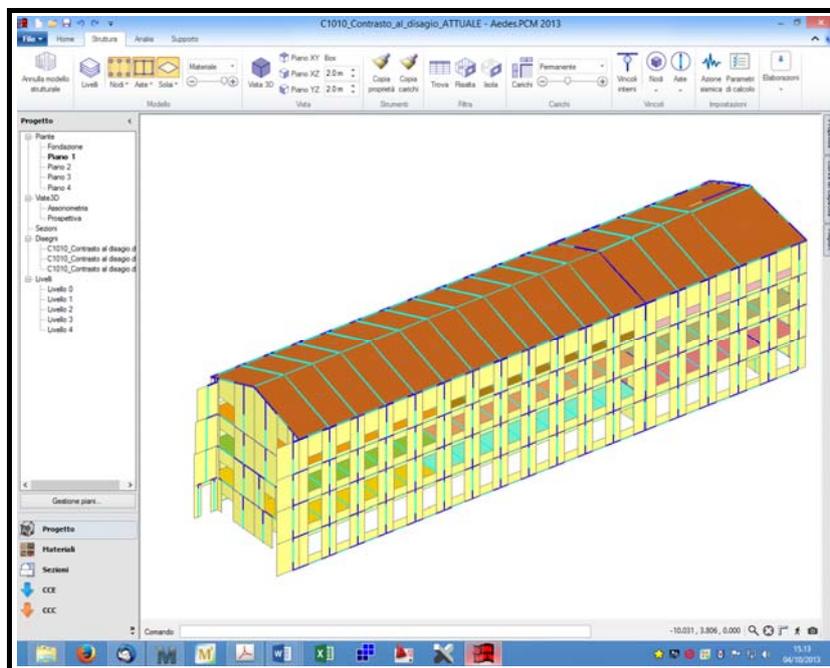


Fig. 13 – Modello P.C.M. 2013 - Vista assonometrica del modello con distinzione cromatica degli elementi strutturali in base ai materiali (Vista Sud-Est)

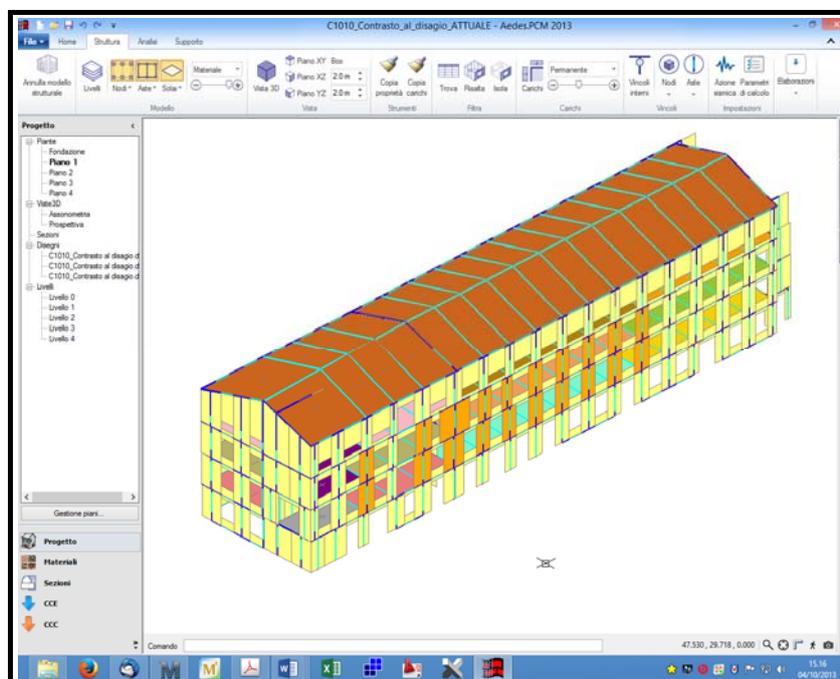


Fig. 14 – Modello P.C.M. 2013 -Vista assonometrica del modello con distinzione cromatica degli elementi strutturali in base ai materiali (Vista Sud-Est)

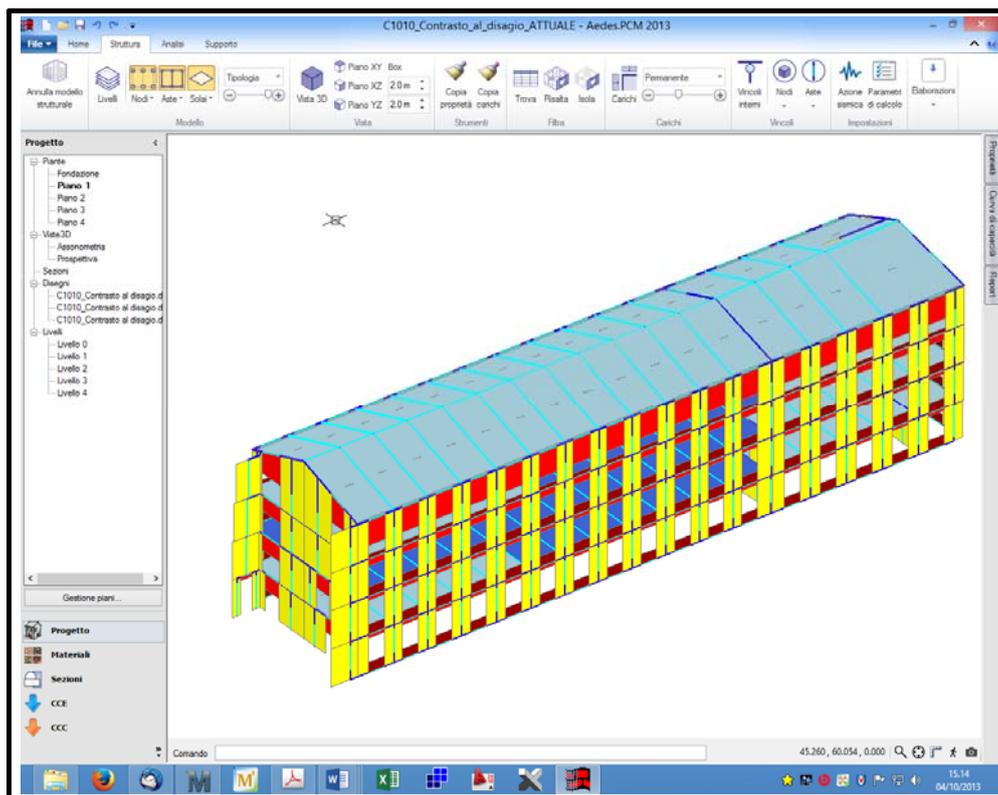


Fig. 15 – Modello P.C.M. 2013 - Vista assonometria del modello con distinzione cromatica degli elementi strutturali in base alla tipologia

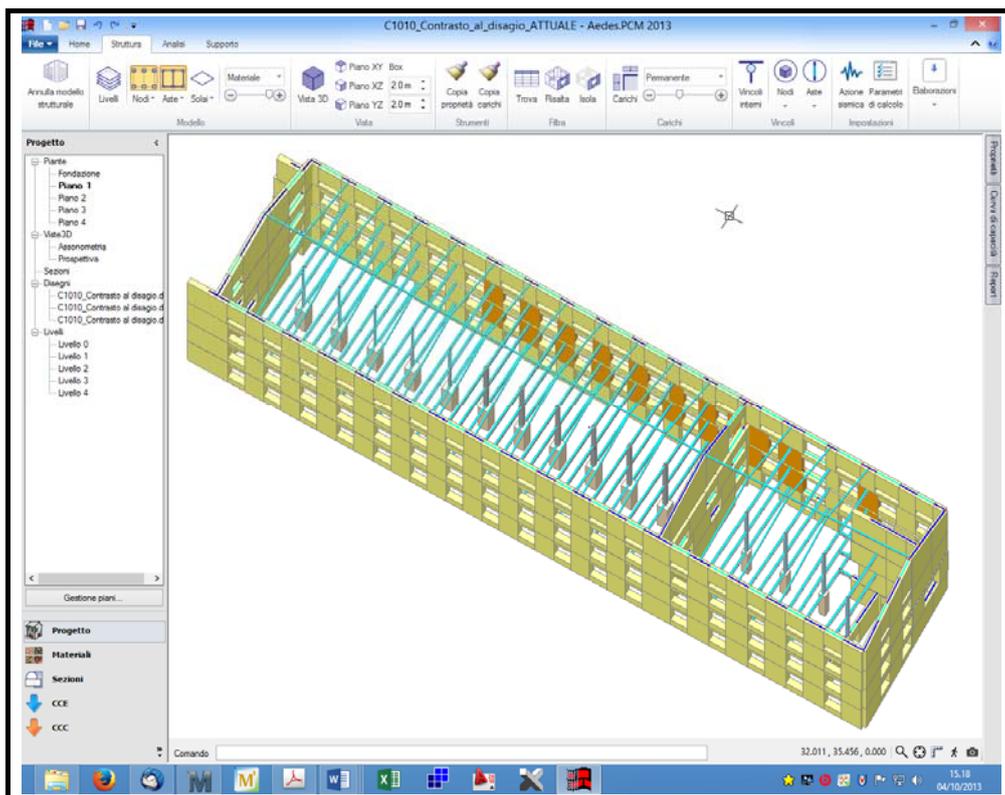


Fig. 16 – Modello P.C.M. 2013 - Vista assonometrica del modello con in evidenza le strutture portanti verticali

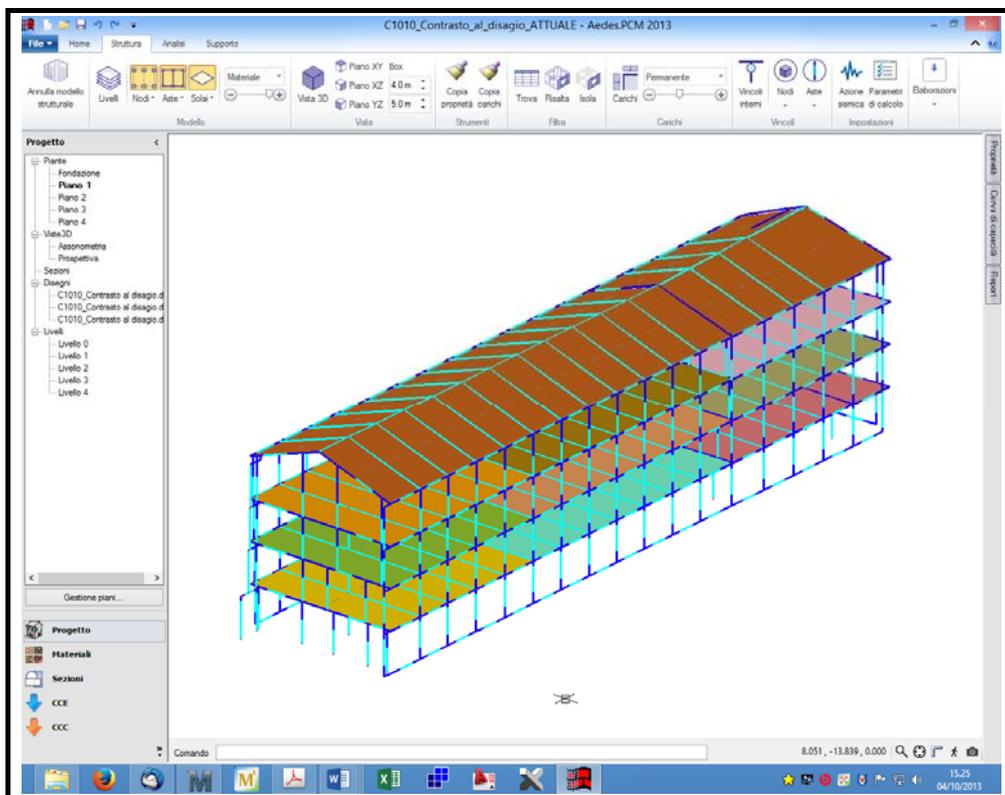


Fig. 17 – Modello P.C.M. 2013 - Vista assonometrica del modello con in evidenza dei telai “equivalenti”

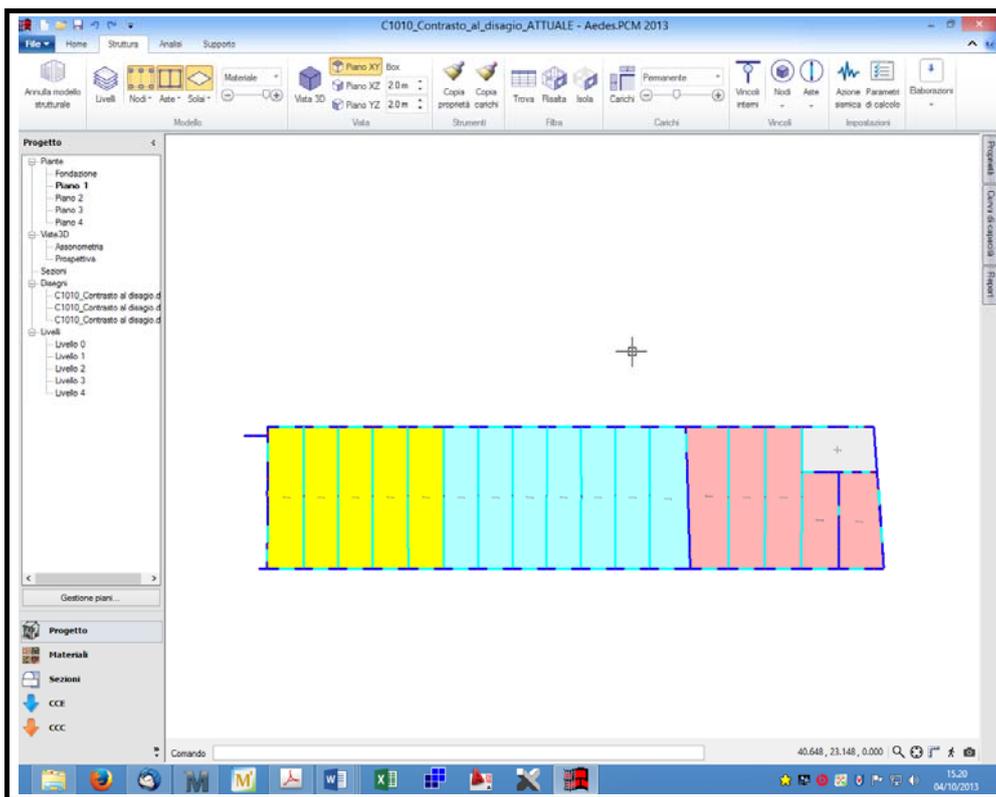


Fig. 18 – Modello P.C.M. 2013 - Pianta Piano Primo

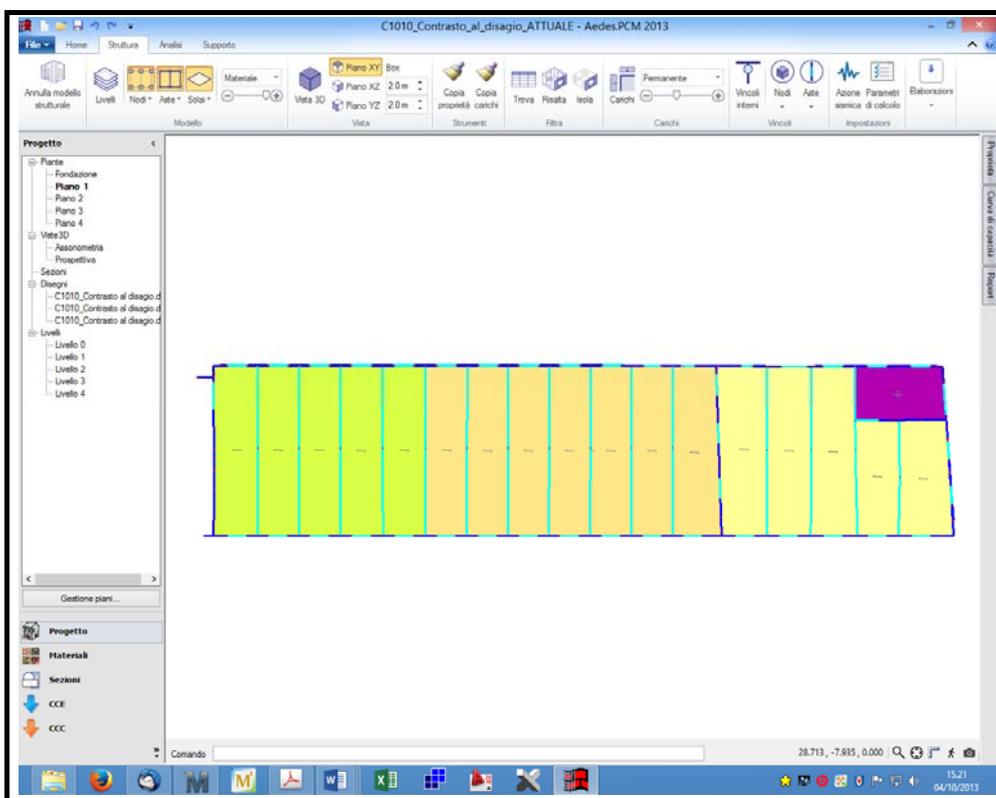


Fig. 19 – Modello P.C.M. 2013 - Pianta Piano Secondo

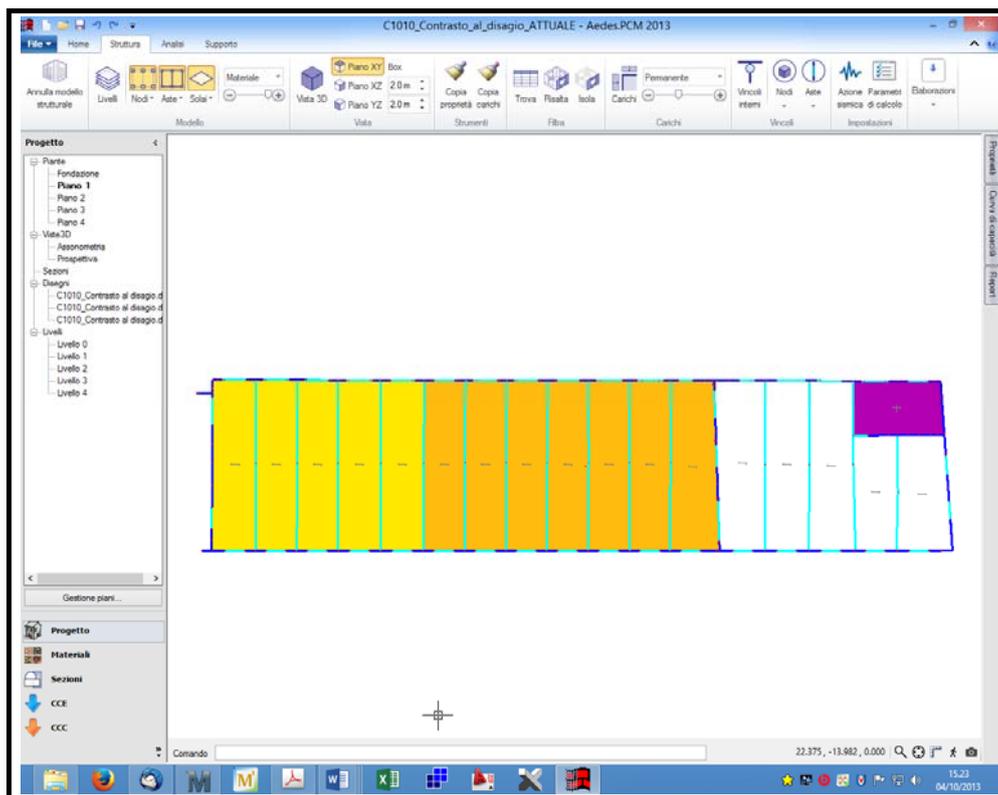


Fig. 20 – Modello P.C.M. 2013 - Pianta Piano Terzo

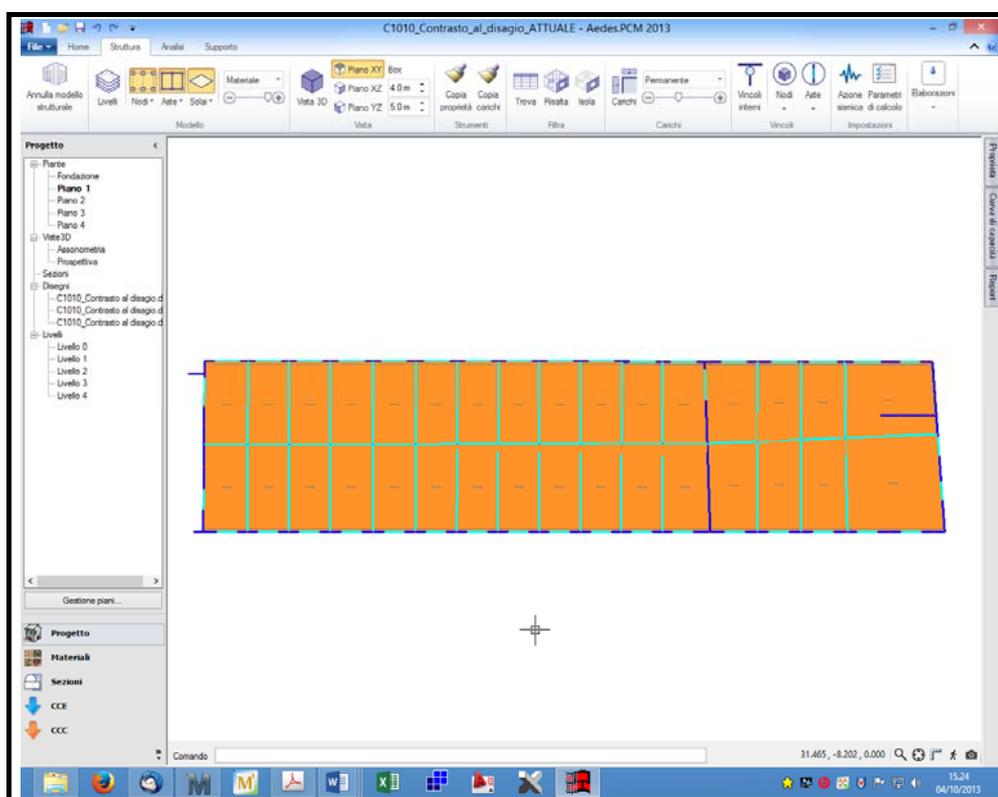


Fig. 21 – Modello P.C.M. 2013 - Pianta Piano Copertura
